

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

MARCOS CRISTIANO PALU

ESTUDO DE UM CANAL DE ADUÇÃO ASSOCIADO A UM VERTEDOURO
LATERAL EM CURVA

CURITIBA

2009

MARCOS CRISTIANO PALU

ESTUDO DE UM CANAL DE ADUÇÃO ASSOCIADO A UM VERTEDOURO
LATERAL EM CURVA

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Área de Concentração em Engenharia Hidráulica, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Hidráulica.

Orientador: Prof. José Junji Ota

Co-orientador: Prof. André Luiz Tonso Fabiani

CURITIBA

2009



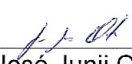
TERMO DE APROVAÇÃO

MARCOS CRISTIANO PALU

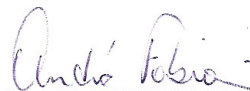
“Estudo de Canal de Adução Associado a um Vertedouro Lateral em Curva”

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de MESTRE, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela comissão formada pelos professores:

PRESIDENTE:


José Junji Ota

Universidade Federal do Paraná
Orientador

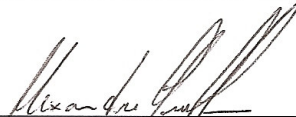


André Tonso Fabiani
Universidade Federal do Paraná
Co-orientador

MEMBROS:



Ana Inês Borri Genovez
Universidade Estadual de Campinas



Alexandre Kolodynskie Guetter
Universidade Federal do Paraná

Curitiba, 25 de maio de 2009

À minha mãe, exemplo de fé, caráter e atitude.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus, por quem todas as coisas são possíveis. Agradeço por sua graça, paciência, bondade, pelo dom da vida e por tudo o que fez e proporcionou para mim. Desde minha infância cri e nunca me frustrei.

Agradeço a minha família pelo apoio, especialmente minha irmã Andréa pela companhia e solidariedade em momentos oportunos. Também agradeço muito a minha mãe, pelo exemplo de vida que é e sempre foi, pelo incentivo constante e por sempre acreditar em mim.

Agradeço aos amigos e amigas do curso do mestrado pela descontração e grandes momentos vividos. Em especial à minha amiga Tati, pela valiosa amizade, pelo companheirismo e auxílio constante.

Agradeço aos professores do curso, em especial ao Professor Ota, que além de hidráulica nos ensinou valores para toda a vida. Agradeço também ao Professor André Fabiani pela amizade e bom humor, por sua boa vontade e pelo muito auxílio que nos prestou.

Agradeço aos amigos do CEHPAR: aos estagiários, engenheiros e técnicos, que nos ajudaram e tornaram possível a realização deste trabalho.

Agradeço ao pessoal da Engevix, em especial ao Diego pela amizade, pelo material cedido, pelos conhecimentos repassados sem reservas, também pelas dicas e direcionamentos apontados, sempre certos.

Agradeço a minha namorada Grazi e sua família que foram uma ajuda de inestimável valor para mim quando cheguei ao estado de Santa Catarina. À Grazi em especial agradeço pelo amor e carinho, pelo cuidado que sempre teve por mim, por muito me assistir e não medir esforços para me ajudar a concluir este trabalho.

Agradeço ao meu amigo Rafael Scuciato e sua esposa Patrícia, pela amizade verdadeira.

Essa pesquisa foi desenvolvida dentro do Programa de P&D ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica) da ELETRONORTE (Centrais Elétricas do Norte do Brasil) – contrato nº 4500056707 do ciclo 2004/2005 – e foi desenvolvido pelo LACTEC – CEHPAR (Instituto de Tecnologia para o desenvolvimento / Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza). O autor participou efetivamente nessa pesquisa como bolsista, desde a construção do modelo até a realização dos testes e análises, em paralelo às suas atividades acadêmicas do curso de mestrado.

O caminho mais longo é o caminho mais curto para casa.

C. S. Lewis

RESUMO

A busca de viabilidade e rentabilidade em empreendimentos hidrelétricos recorre em soluções que apresentem baixos custos de implantação e de operação, além do atendimento aos requisitos ambientais. Somados estes fatores a implantação de aproveitamentos em sítios com características diferenciadas dos comumente utilizados, há o surgimento de estruturas e arranjos atípicos.

Por estas razões, estudos em estruturas complexas, associadas ou até inovadoras tornam-se necessários para o desenvolvimento de projetos seguros, econômicos e com desempenho satisfatório.

No presente trabalho realiza-se uma análise em um canal de adução associado a um vertedouro lateral em curva, da Usina Hidrelétrica de Dardanelos, localizada no estado do Mato Grosso, usada como caso piloto para desenvolvimento e verificação de metodologia. Devido à complexidade para a realização de uma avaliação única, o canal foi dividido em três trechos; inicial, curvo e final. Cada trecho apresentou um comportamento hidráulico diferenciado, conforme o posicionamento em relação ao fluxo e a geometria em planta.

Na região intermediária foi implantado um vertedouro lateral em curva, que até o presente momento não possui equacionamento específico, sendo necessários ajustes em equações existentes, provenientes de constatações dos resultados obtidos em modelo físico.

Ao final, esta dissertação apresenta os resultados obtidos em testes em dois modelos reduzidos confrontados com resultados teóricos e, também, contribui com uma elaboração de parâmetros e de metodologia para projetos que utilizem estruturas semelhantes.

Palavras-chave: Vertedouro lateral. Vertedouro lateral em canal curvo. Arranjos não convencionais.

ABSTRACT

The search for feasibility and profitability in hydropower ventures needs solutions with lower costs of deployment and operation, in addition to meeting the environmental requirements. Together with these factors the establishment of exploitations on sites with different characteristics of commonly used there is the appearance of atypical structures and arrangements. For these reasons, studies of complex, associated or innovative structures are necessary for the development of safe projects with satisfactory performance.

This work carried out an analysis of a channel for headrace associated with a curved lateral spillway in the Hydroelectric plant of Dardanelos, located in the state of Mato Grosso - Brazil, used as a pilot case for development and verification of methodology. Due to the complexity to an assessment only, the channel was divided into three sections: initial, curved and final section. Each section had a differential hydraulic behavior, as the positioning on the flow and the format of geometry in plan. In the intermediate region was implanted a side weir in a curved channel, which so far has not equating specific and necessary adjustments to existing models, from observations of the results in physical model.

In the end this dissertation presents the results obtained in tests on two physical models faced with theoretical results and also helps with developing the parameters and methodology for projects that use similar structures.

Keywords: Side weir. Side weir in curved channel. Unconventional arrangements.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA ENERGIA EM CANAIS	26
FIGURA 2 – CURVA DA ENERGIA ESPECÍFICA.....	28
FIGURA 3 – ESCOAMENTO SUBCRÍTICO E SUPERCRÍTICO	31
FIGURA 4 – APLICAÇÃO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO EM CANAIS	32
FIGURA 5 – FLUXO SECUNDÁRIO EM CANAIS CURVOS	36
FIGURA 6 – CONTORNOS DE IGUAIS SUPERFÍCIES E IGUAIS VELOCIDADES EM UM CANAL CURVO	38
FIGURA 7 – VERTEDOURO LATERAL E CANAL LATERAL SOB ESCOAMENTO SUBCRÍTICO FONTE: MAY (2003).....	41
FIGURA 8 – DESENHO ESQUEMÁTICO PARA DEFINIÇÃO DA EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA FONTE: HENDERSON (1966).....	43
FIGURA 9 – ESQUEMA DE UM CANAL COM DESCARGA NO VERTEDOURO LATERAL – A) ELEVÇÃO – B) PLANTA – C) SEÇÃO	50
FIGURA 10 – TIPOS DE PERFIS LONGITUDINAIS DO ESCOAMENTO EM VERTEDORES LATERAIS.....	55
FIGURA 11 – DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO J DA EQUAÇÃO DE MAY (EQUAÇÃO 70).....	67
FIGURA 12 – DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO K DA EQUAÇÃO DE MAY (EQUAÇÃO 70).....	68
FIGURA 13 – VERTEDOURO LATERAL TRIANGULAR LOCADO NO LADO EXTERNO DE UMA CURVA	73
FIGURA 14 – ESQUEMA GERAL DO ARRANJO DA UHE DARDANELOS	75
FIGURA 15 – ESQUEMA GERAL DO CANAL DE ADUÇÃO E DO VERTEDOURO LATERAL SEM VERTIMENTO.....	76
FIGURA 16 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – DELIMITAÇÃO DA ÁREA	77
FIGURA 17 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – LOCAÇÃO DE SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS	77
FIGURA 18 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – ACABAMENTO DA SUPERFÍCIE	78
FIGURA 19 – MODELO FÍSICO CONCLUÍDO.....	78

FIGURA 20 – LIMITES DO MODELO E POSIÇÃO DAS PONTAS LINIMÉTRICAS FIXAS	79
FIGURA 21 – VISTA DE MONTANTE DO MODELO FÍSICO.....	81
FIGURA 22 – SEÇÃO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	82
FIGURA 23 – SEÇÃO DA SOLEIRA DO VERTEDOURO	83
FIGURA 24 – MARCAÇÃO DE PONTOS NO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA LEVANTAMENTO DE NÍVEIS E VELOCIDADES	85
FIGURA 25 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 720 M ³ /S – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL.....	87
FIGURA 26 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL.....	87
FIGURA 27 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 2880 M ³ /S – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL.....	88
FIGURA 28 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 540 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO.....	89
FIGURA 29 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO.....	90
FIGURA 30 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 2880 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO.....	90
FIGURA 31 – CONDIÇÃO INICIAL – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO.....	91
FIGURA 32 – MODELO SECCIONAL – VISTA DE MONTANTE	93
FIGURA 33 – MODELO SECCIONAL – PERFIL DO ESCOAMENTO	94
FIGURA 34 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA MODELO SECCIONAL.....	95
FIGURA 35 – VERTEDOURO DE SOLEIRA TRAPEZOIDAL	96
FIGURA 36 – COMPARATIVO ENTRE COEFICIENTES DE DESCARGA PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL – MODELO SECCIONAL X LENCASTRE.....	97
FIGURA 37 – VERTEDOURO LIVRE – ALTERAÇÕES EXECUTADAS NO TRECHO INICIAL DO CANAL	98
FIGURA 38 – VERTEDOURO LIVRE – ALTERAÇÕES EXECUTADAS NO TERRENO A JUSANTE DO VERTEDOURO	98

FIGURA 39 – VERTEDOIRO LIVRE – REBAIXAMENTO DO PATAMAR A JUSANTE DO VERTEDOIRO E RELOCAÇÃO DE PONTOS INICIAIS ..	99
FIGURA 40 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE 720 M ³ /S	100
FIGURA 41 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE 720 M ³ /S	101
FIGURA 42 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE 720 M ³ /S	101
FIGURA 43 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – COM VAZÃO TURBINADA	102
FIGURA 44 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – COM VAZÃO TURBINADA	102
FIGURA 45 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – COM VAZÃO TURBINADA	103
FIGURA 46 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE 2880 M ³ /S ...	103
FIGURA 47 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE 2880 M ³ /S ...	104
FIGURA 48 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE 2880 M ³ /S	104
FIGURA 49 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE 540 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	107
FIGURA 50 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE 1440 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	108
FIGURA 51 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE 2880 M ³ /S – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	108
FIGURA 52 – VERTEDOIRO LIVRE – COMPARATIVO ENTRE NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO	109
FIGURA 53 – VERTEDOIRO LIVRE – Q = 540 M ³ /S – VARIAÇÃO DE VELOCIDADES AO LONGO DO CANAL	110
FIGURA 54 – VERTEDOIRO LIVRE – Q = 1440 M ³ /S – VARIAÇÃO DE VELOCIDADES AO LONGO DO CANAL	111

FIGURA 55 – VERTEDOURO LIVRE – $Q = 2880 \text{ M}^3/\text{S}$ – VARIAÇÃO DE VELOCIDADES AO LONGO DO CANAL	112
FIGURA 56 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOURO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $540 \text{ M}^3/\text{S}$	114
FIGURA 57 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOURO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $1440 \text{ M}^3/\text{S}$	114
FIGURA 58 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOURO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $2880 \text{ M}^3/\text{S}$	115
FIGURA 59 – TRECHO FINAL DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – EFEV DERIVADA DO PRINCÍPIO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTE DE MAY PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL.....	123
FIGURA 60 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L6.....	126
FIGURA 61 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L8.....	127
FIGURA 62 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L10.....	127
FIGURA 63 – VARIAÇÃO NA REDUÇÃO DA ÁREA EFETIVA DO ESCOAMENTO COM NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE	129
FIGURA 64 – RELAÇÃO DO NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE COM REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL LOCADO EM UMA CURVA	132
FIGURA 65 – TRECHO CURVO DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE TRAPEZOIDAL REDUZIDO	133
FIGURA 66 – TRECHO INICIAL DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – STANDARD STEP METHOD COM REDUÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL – PERDA DE CARGA ADICIONAL.....	135
FIGURA 67 – COEFICIENTE PARA PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS X NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE.....	137
FIGURA 68 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=540 \text{ M}^3/\text{S}$	141

FIGURA 69 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=1085 \text{ M}^3/\text{S}$	142
FIGURA 70 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=2880 \text{ M}^3/\text{S}$	143

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – VAZÕES TESTADAS NO MODELO FÍSICO	84
TABELA 2 – CONDIÇÃO INICIAL, VAZÕES DE 540 M ³ /S, 1440 M ³ /S E 2880 M ³ /S, NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO.....	89
TABELA 3 – COEFICIENTES DE DESCARGA EXPERIMENTAIS PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL.....	94
TABELA 4 – COEFICIENTES PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL	96
TABELA 5 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS MEDIDOS NAS PONTAS FIXAS	105
TABELA 6 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA A VAZÃO DE 540 M ³ /S.....	105
TABELA 7 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 720 M ³ /S E 1085 M ³ /S	106
TABELA 8 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 1440 M ³ /S.....	106
TABELA 9 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 2880 M ³ /S.....	107
TABELA 10 – VAZÕES VERTIDAS POR TRECHO	115
TABELA 11 – VAZÕES ESPECÍFICAS POR TRECHO.....	116
TABELA 12 – COMPARATIVO PERCENTUAL DO VERTIMENTO POR TRECHO.....	116
TABELA 13 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA.....	121
TABELA 14 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE HAGER PARA SOLEIRA ESPESSA.....	121
TABELA 15 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA.....	122

TABELA 16 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE HAGER PARA SOLEIRA ESPESSA.....	122
TABELA 17 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL.....	123
TABELA 18 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA – TRECHO CURVO.....	125
TABELA 19 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA – REDUÇÃO NA ÁREA DO ESCOAMENTO – TRECHO CURVO.....	128
TABELA 20 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO CURVO – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO.....	131
TABELA 21 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO CURVO – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE DE DESCARGA REDUZIDO	131
TABELA 22 – RELAÇÃO DO NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE COM REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL LOCADO EM UMA CURVA	132
TABELA 23 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO INICIAL – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL.....	134
TABELA 24 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO FINAL – STANDARD STEP METHOD COM REDUÇÃO DE DESCARGA E PERDAS LOCALIZADAS INCLUSAS – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL	136
TABELA 25 – DADOS REFERENTES À SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA NAS PROXIMIDADES DA PONTA T.A.....	138
TABELA 26 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUENCIAL – TRECHO INICIAL	139

TABELA 27 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – TRECHO CURVO	139
TABELA 28 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – TRECHO FINAL.....	140
TABELA 29 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – TOTAL VERTIDO.....	140
TABELA 30 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS NA PONTA FIXA T.A.....	140
TABELA 31 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL RETILÍNEO – METODOLOGIA DE MAY.....	145
TABELA 32 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL CURVO – METODOLOGIA DE MAY – CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – REDUÇÃO NA ÁREA DO ESCOAMENTO	146
TABELA 33 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL CURVO – STANDARD STEP METHOD – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL REDUZIDO.....	147
TABELA 34 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO TRANSVERSAL COM PROSSEGUIMENTO DE FLUXO – STANDARD STEP METHOD COM COEFICIENTE PARA PERDAS ADICIONAIS – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL.....	148

LISTA DE SIGLAS

EFEV - Equação do Fluxo Espacialmente Variado

LISTA DE SÍMBOLOS

A = área da seção transversal do fluxo

B = largura do canal

c = celeridade

C = constante de circulação em um movimento de vórtice livre

C_D = coeficiente de descarga para um vertedouro lateral

C_{DT} = coeficiente de descarga para um vertedouro transversal

C_M = coeficiente de De Marchi

E = energia específica em uma seção de um canal

e = espessura da soleira espessa do vertedouro lateral

fc = coeficiente de resistência da curva

E_{\min} = energia específica mínima para uma determinada vazão específica

F_r = número de Froude na seção

F_{rj} = número de Froude a jusante do vertedouro lateral

F_{rm} = número de Froude a montante do vertedouro lateral

g = aceleração devida à gravidade

h_0 = carga de água sobre a soleira a jusante do vertedouro lateral

h_f = energia interna dissipada no trecho do canal

L = comprimento do vertedouro lateral

n = coeficiente de rugosidade de Manning

n^* = número de lados do fluxo (1 ou 2)

P = altura da crista do vertedouro lateral em relação ao fundo do canal.

Q = vazão no canal

q^* = taxa de vazão por unidade de largura no vertedouro lateral à distância " x " do início do vertedouro lateral

Q_{vert} = vazão vertida pelo vertedouro lateral

r_o = raio externo da curva

r_i = raio interno da curva

r_c = raio do eixo da curva

R = raio hidráulico, definido pela relação A/P

S_f = inclinação da linha de energia no canal principal

S_o = inclinação do leito do canal principal

S_{xy} = intensidade do fluxo espiral

t = tamanho do passo no método de Runge-Kutta

u = componente da velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal

v = velocidade média do escoamento na seção

v_c = velocidade média do escoamento crítico na seção

$v_{m\acute{a}x}$ = velocidade máxima do escoamento na curva

v_{xy} = velocidade média projetada no plano xy (plano transversal da seção do escoamento)

W = peso de água entre as seções, parâmetro adimensional de altura da soleira na equação de Hager

x = distância ao longo da crista do vertedouro lateral a partir do seu início

y = profundidade de água no canal

\bar{y} = distância do centróide da área da seção transversal do fluxo até a superfície da água

y_c = profundidade crítica no canal

y_{cj} = profundidade crítica a jusante do vertedouro lateral

y_{cm} = profundidade crítica a montante do vertedouro lateral

y_j = profundidade a jusante do vertedouro lateral

y_m = profundidade a montante do vertedouro lateral

Y = parâmetro adimensional de profundidade da equação de Hager

z = elevação do ponto acima do datum

ΔA = área elementar do escoamento

Δh = sobrelevação do nível de água no canal curvo em questão

Δz = altura da soleira na seção de jusante da parede do orifício

$\Delta Z_{m\acute{a}x}$ = altura máxima de soleira para que a mesma não exerça controle no escoamento

α = coeficiente corretor de energia cinética (ou de Coriolis) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento

β = coeficiente corretor da quantidade de movimento (ou de Boussinesq) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento

γ = peso específico da água

φ = influência da crista do vertedouro (método de Hager)

θ = dobro do ângulo de contração das paredes do canal

η_0 = razão da velocidade do fluxo através do vertedouro lateral

ρ = massa específica da água

λ = escala geométrica do modelo físico

λ_v = escala de velocidades

λ_Q = escala de vazões

ε = coeficiente para perdas de carga localizadas em expansões bruscas

V_1 = velocidade a montante da transição brusca

V_3 = velocidade a jusante da transição brusca

k_v = coeficiente para perdas localizadas no vertedouro transversal

ϕ = função componente do método de De Marchi

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	22
2 ESCOAMENTOS EM CANAIS – CONCEITOS GERAIS.....	25
2.1. INTRODUÇÃO	25
2.1.1. Princípio da Energia em Canais.....	25
2.1.1.1. Equação da Energia.....	25
2.1.2. escoamento crítico.....	28
2.1.3. escoamento Subcrítico e Supercrítico	29
2.1.4. Princípio da Quantidade de Movimento em Canais	31
2.1.4.1. Equação da Quantidade de Movimento	31
2.1.5. Similaridades entre o Princípio da Energia e o Princípio da Quantidade de Movimento	34
2.1.6. Canais Curvos	34
2.1.6.1. Fluxo Espiral	35
2.1.6.2. Perda de Energia em Curvas.....	37
2.1.6.3. Sobrelevação	38
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	41
3.1. INFLUXO E EFLUXO LATERAL	41
3.1.1. Caso do acréscimo de vazão.....	42
3.1.2. Caso do decréscimo de vazão.....	46
3.2. VERTEDORES LATERAIS.....	51
3.2.1. Condições de Fluxo em Vertedores Laterais	52
3.2.2. Teoria Geral dos Vertedores Laterais	52
3.2.3. Efeito do número de Froude	54
3.2.4. Fluxo Espacialmente Variado	57
3.2.4.1. Derivação da Equação da Energia	57
3.2.4.2. Derivação da Equação da Quantidade de Movimento.....	60
3.2.5. Capacidade de Descarga de um Vertedouro Lateral	62
3.2.6. Vertedores laterais em canais curvos	70
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	74
4.1. DESCRIÇÃO DA USINA PILOTO	74
4.2. DESCRIÇÃO DO MODELO FÍSICO.....	76

4.2.1.	Metodologia de ensaio	83
4.3.	VERTEDOIRO PARCIALMENTE AFOGADO.....	86
4.3.1.	Condições Iniciais	86
4.3.1.1.	Imagens do escoamento.....	86
4.3.1.2.	Níveis de água medidos ao longo do canal	88
4.3.2.	Modelo seccional	92
4.3.3.	Soleira Trapezoidal.....	95
4.4.	VERTEDOIRO LIVRE	97
4.4.1.	Arranjo modificado	97
4.4.1.1.	Imagens do escoamento.....	100
4.4.1.2.	Níveis de água medidos ao longo do canal	105
4.4.1.3.	Velocidades ao longo do canal	109
4.4.1.4.	Vazões em trechos específicos do canal	113
4.4.1.5.	Resultados Finais.....	117
5	DESENVOLVIMENTO DE METODOLOGIA E PROCEDIMENTO DE CÁLCULO ..	119
5.1.	TRECHO FINAL	119
5.2.	TRECHO CURVO.....	124
5.2.1.	Aplicação da equação do fluxo espacialmente variado.....	125
5.2.2.	Tentativa utilizando o <i>Standard Step Method</i>	130
5.3.	TRECHO INICIAL.....	134
5.4.	APLICAÇÃO SEQUENCIAL DOS MÉTODOS PROPOSTOS.....	138
5.5.	PROCEDIMENTO DE PROJETO.....	144
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	149

1 INTRODUÇÃO

A evolução da economia e o consumo de energia elétrica são fatores fortemente inter-relacionados. A análise da necessidade futura de energia elétrica demandada pelos agentes econômicos, e pela sociedade em geral, constitui-se em uma das mais importantes atividades técnicas do planejamento do setor elétrico brasileiro. Segundo estimativas do Plano Decenal de Expansão de Energia Elétrica 2006-2015, o Brasil precisa acrescentar 40.000 MW ao parque gerador de energia até 2015, estima-se uma necessidade de 5.000 a 6.000 MW em novos projetos a cada ano.

A dinâmica do mercado de energia elétrica é função, não só do crescimento da economia, como também da evolução da estrutura da renda nacional e de inúmeros outros fatores, tais como, população, domicílios, grandes projetos industriais, condições climáticas e etc., alguns deles também vinculados, direta ou indiretamente, ao crescimento da economia.

A fonte hidrelétrica se constitui numa das maiores vantagens competitivas do país, por se tratar de um recurso renovável e com possibilidade de ser implementado pelo parque industrial brasileiro com mais de 90% de bens e serviços nacionais. Inserido a essa fonte tem-se as Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), caracterizadas por possuírem potência instalada entre 1.000 kW e 30.000 kW, com reservatórios de área não superior a 3 km² para a cheia centenária, representam um tipo de expansão hidráulica amplamente utilizada.

Ao possuir uma das mais exigentes legislações ambientais do mundo, o Brasil é condicionado a garantir que as hidrelétricas sejam construídas atendendo aos ditames do desenvolvimento sustentável.

A grande dificuldade no momento para se estabelecer cenários mais robustos para a expansão com usinas hidrelétricas é a falta de informações sobre o potencial ainda a explorar em termos de custos e desenvolvimento do aproveitamento ótimo dos recursos hídricos. De fato, os estudos existentes estão desatualizados, em especial no que diz respeito às novas exigências ambientais. Por outro lado, os estudos recém desenvolvidos nem sempre observaram a otimização do uso dos recursos naturais nacionais.

Estes fatos levaram a decisão de se realizar novos estudos de inventário para melhor avaliar o potencial hidrelétrico nacional. Ao mesmo tempo também se consolidou a realização de estudos de viabilidade técnica, econômica e socioambiental para estabelecer novos paradigmas para os projetos apresentarem na ocasião de sua avaliação para obtenção da habilitação técnica com vistas a serem ofertados aos empreendedores nos leilões de compra de energia provenientes de novos empreendimentos de geração.

Devido aos condicionantes físicos e ambientais os arranjos hidrelétricos acabam por se tornar cada vez menos convencionais. A busca por empreendimentos viáveis e rentáveis tem recorrido a soluções em estruturas hidráulicas não convencionais, visando menores custos de implantação e operação.

Além do requisito econômico as estruturas devem atender as normas ambientais vigentes na localidade de implantação. O atendimento destas causas tem norteado a tomada de decisões em projetos de aproveitamentos hidrelétricos, dada a importância assumida e o comprometimento quanto à preservação ambiental.

Em um âmbito geral os descarregadores de cheias tradicionalmente utilizados em usinas hidrelétrica são os vertedores superficiais, geralmente transversais ao fluxo, controlados comumente por comportas do tipo segmento ou livres, com perfis hidrodinâmicos baseados no perfil do jato livre de vertedores retangulares de parede delgada. Esse tipo de estrutura possui um amplo estudo e dispõe de parâmetros de projeto avaliados e bem conhecidos. Também para a maioria dos empreendimentos é comum a distinção entre canal de aproximação do órgão de descarga e canal e/ou túnel de adução para o circuito de geração. Para a grande maioria das Pequenas Centrais Hidrelétricas, o descarregador de cheias é do tipo soleira livre (também conhecido como vertedouro de superfície), sem comportas. Quando a área do reservatório é relativamente muito pequena a resposta do nível do reservatório durante a cheia é muito rápida e a decisão quanto à abertura torna-se um problema crítico.

Considerando-se as recentes limitações impostas, para a elaboração de um projeto financeira, ambiental e tecnicamente viável aos projetistas cabe a adoção de soluções atípicas, não abrangidas pelos critérios de projeto existentes. Para o atendimento dessas imposições são necessárias novas pesquisas que contemplem

alternativas não convencionais, e destas sejam extraídos novos parâmetros para projetos semelhantes.

O caso de estrutura hidráulica complexa a ser estudado é o presente na Usina Hidrelétrica de Dardanelos, no Rio Aripuanã, na cidade de Aripuanã no Mato Grosso, onde se tem um canal de aproximação associado a um vertedouro lateral em curva, utilizado como caso piloto. Desta maneira este trabalho tem por finalidade auxiliar na elaboração de parâmetros e metodologia para elaboração de projetos que utilizem estruturas atípicas semelhantes às empregadas no caso em estudo.

Uma das características desejáveis do canal de adução convencional é a ocorrência de pequena perda de carga, justamente para que as perdas de energia sejam minimizadas no aproveitamento. Entretanto, a implantação do vertedouro lateral influenciará certamente no desempenho deste canal de adução, uma vez que o campo de velocidades no canal é fortemente afetado pelo escoamento no vertedouro. Esse efeito, que pode ser prejudicial ao funcionamento da usina, não é suficientemente conhecido. O comportamento do vertedouro lateral nessas condições também merece ser investigado devido à complexidade do escoamento.

Sendo o vertedouro um órgão vital de proteção da obra, é evidente o interesse em se definir a sua capacidade de descarga com precisão. A interferência mútua entre o escoamento dirigido à tomada de água e o escoamento pelo vertedouro é também um aspecto a ser pesquisado através de experiências em laboratório.

O canal de aproximação ao vertedouro e o canal de adução são partes importantes no custo final da obra pela sua grande extensão. As cheias e os transientes hidráulicos dentro do canal delimitam a altura dos muros laterais. Portanto, a importância deste estudo está relacionada ao aproveitamento adequado da energia disponível e à garantia da segurança da obra mediante a verificação do comportamento hidráulico do vertedouro lateral localizado ao longo do canal de aproximação em curva.

Na bibliografia pesquisada não foram encontradas publicações sobre vertedouros laterais extensos e nem ainda sobre fluxo em canais curvos com vertimento pelo lado interno da curva.

2 ESCOAMENTOS EM CANAIS – CONCEITOS GERAIS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão abordados os princípios da energia e quantidade de movimento em canais abertos, características de escoamentos em canais curvos e em canais com influxo e efluxo laterais.

2.1.1. Princípio da Energia em Canais

2.1.1.1. Equação da Energia

Em um canal de pequena declividade considerando-se escoamento unidimensional, a aplicação do princípio da conservação de energia entre duas seções consecutivas fornece a equação (1), conforme indicado na figura 1.

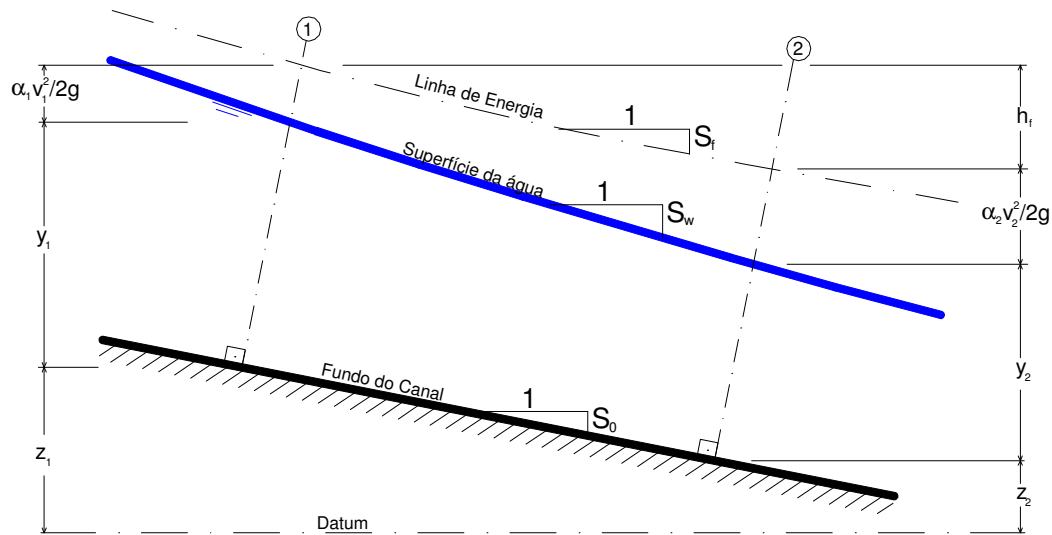


FIGURA 1 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA ENERGIA EM CANAIS

FONTE: SOUZA (2005)

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (1)$$

onde:

 z = elevação do ponto acima do Datum y = profundidade da água no canal v = velocidade média do escoamento na seção g = aceleração devido à gravidade h_f = energia dissipada por unidade de peso (perda de carga) no trecho do canal α = coeficiente corretor de energia cinética (ou de Coriolis) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento, é dado por:

$$\alpha = \frac{\int V^3 dA}{v^3 A} \approx \frac{\Sigma V^3 \Delta A}{v^3 A} \quad (2)$$

sendo:

ΔA = área elementar do escoamento

V = velocidade na área elementar considerada

A = área total do escoamento

Os índices 1 e 2 referem-se às respectivas seções consecutivas 1 e 2.

De acordo com o princípio da conservação de energia a energia total na seção 1 deve ser igual à energia na seção 2 acrescida a perda de carga entre estas seções. Esta equação é conhecida como Equação da Energia, e os seus termos possuem dimensão linear, representando energia por unidade de peso.

A Energia Específica em uma seção de um canal é definida como a energia medida a partir do fundo do canal, e é dada pela seguinte equação:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

Para canais retangulares a equação (3) torna-se:

$$E = y + \alpha \frac{q^2}{2gy^2} \quad (4)$$

onde:

q = vazão por unidade de largura do canal

Fixando o valor de q pode-se determinar a variação da energia específica com a profundidade do escoamento. A figura 2 ilustra esta variação para diferentes valores de q .

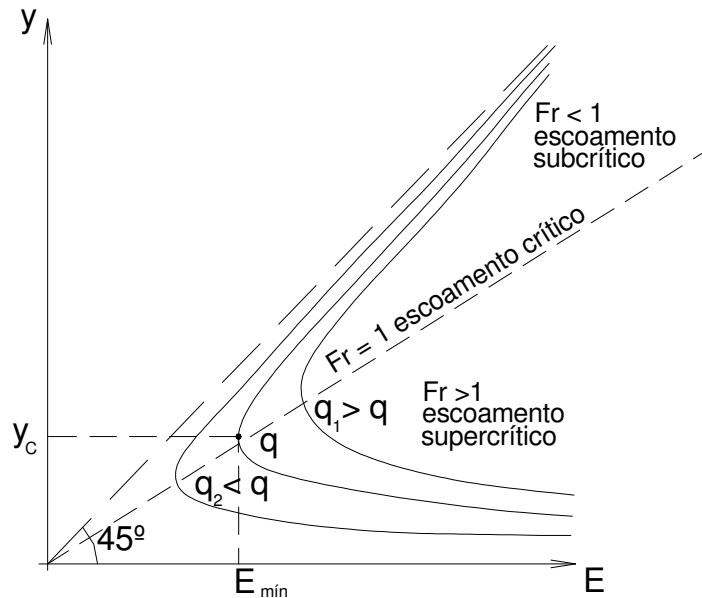


FIGURA 2 – CURVA DA ENERGIA ESPECÍFICA

FONTE: SOUZA (2005)

2.1.2. Escoamento crítico

O escoamento crítico é definido como aquele em que a energia específica é mínima para uma dada vazão. É também o escoamento onde a vazão é máxima para uma dada energia específica. A profundidade nesta seção é dita profundidade crítica (y_c), e está indicada na figura 2. Diferenciando a equação da energia específica para canais retangulares em relação a y e igualando a zero, encontram-se as seguintes propriedades analíticas do escoamento crítico (HENDERSON, 1966):

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} E_{\min} \quad (5)$$

$$v_c = \sqrt{gy_c} \quad (6)$$

onde:

v_c = velocidade crítica

E_{min} = energia específica mínima para uma determinada vazão específica

A velocidade crítica, dada pela equação (6), é igual à velocidade com que uma onda longa de baixa amplitude se propaga na superfície da água em um canal com profundidade do escoamento y também chamada celeridade (equação (7)) (HENDERSON, 1966).

$$c = \sqrt{gy_c} \quad (7)$$

2.1.3. Escoamento Subcrítico e Supercrítico

Quando a velocidade do escoamento for menor do que a velocidade de propagação de um pequeno distúrbio no canal, ou seja, quando $v < \sqrt{gy}$, diz-se que o escoamento está em regime subcrítico (ou fluvial); quando $v > \sqrt{gy}$, o regime de escoamento é dito supercrítico (ou torrencial), ou ainda para o caso em que $v = \sqrt{gy}$ tem-se o escoamento crítico.

Quando o escoamento for subcrítico, a onda provocada por um distúrbio no escoamento propaga-se para montante e jusante; o que não ocorre no escoamento supercrítico, onde a onda se propaga apenas para jusante.

De modo a avaliar quantitativamente o regime do escoamento, utiliza-se o número de Froude (F_r), definido como a razão da velocidade do escoamento sobre a velocidade da onda de baixa amplitude no canal (equação (7)). Desta maneira, um

número de Froude menor do que a unidade caracteriza o escoamento subcrítico, maior que a unidade o escoamento supercrítico, e igual a unidade o escoamento crítico. A reta horizontal tracejada no gráfico 1 ilustra a fronteira entre os escoamentos na curva da Energia Específica.

$$F_r = \frac{v}{c} = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (8)$$

Ainda, para um canal de seção qualquer o número de Froude pode ser escrito como:

$$F_r = \sqrt{\frac{BQ^2}{gA^3}} \quad (9)$$

onde:

B = largura da superfície livre do canal

Q = vazão no canal

A = área da seção transversal do canal

Uma conclusão prática bastante importante proveniente da análise do regime de um escoamento pode então ser estabelecida, utilizando o exemplo de uma comporta plana (figura 3), que tem seus efeitos sentidos a montante e a jusante. A montante, o escoamento é subcrítico (controle de jusante), e ondulações na superfície da água provindas de algum distúrbio podem se mover para montante. Enquanto a jusante (controle de montante), o escoamento é supercrítico, e perturbações são propagadas apenas para jusante.

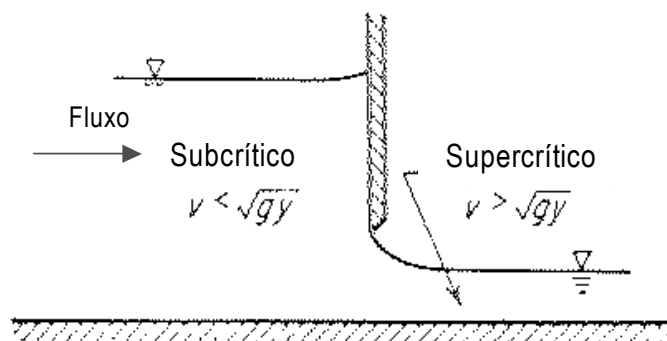


FIGURA 3 – ESCOAMENTO SUBCRÍTICO E SUPERCRÍTICO

FONTE: HENDERSON (1966)

Cabe ressaltar que um controle caracteriza-se por estabelecer uma relação unívoca entre profundidade e vazão em suas vizinhanças. A seção do canal em que esta relação é estabelecida chama-se seção de controle.

2.1.4. Princípio da Quantidade de Movimento em Canais

2.1.4.1. Equação da Quantidade de Movimento

De acordo com a segunda lei do movimento de Newton, a resultante das forças externas atuando em um corpo é igual à taxa de variação da quantidade de movimento no corpo.

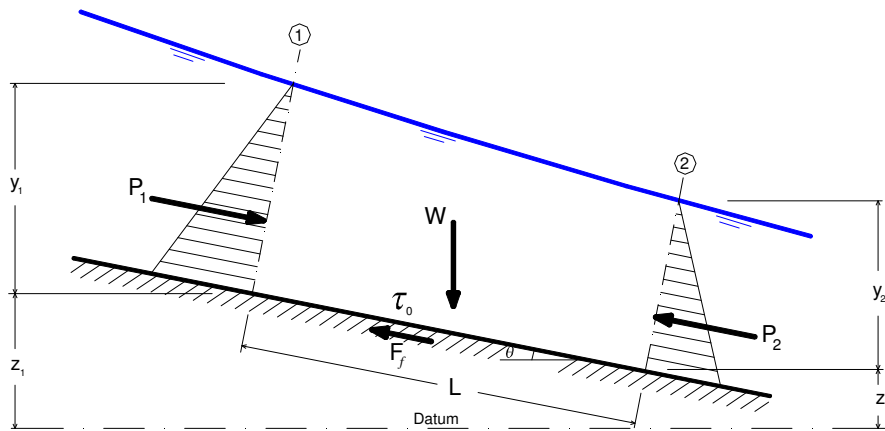


FIGURA 4 – APLICAÇÃO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO EM CANAIS

FONTE: SOUZA (2005)

A aplicação deste princípio ao volume compreendido entre as seções 1 e 2 (figura 4) fornece a seguinte equação, conhecida como Equação da Quantidade de Movimento:

$$Q \frac{\gamma}{g} (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (10)$$

onde:

Q = vazão no canal

P_i = resultante da força de pressão atuando na seção

γ = peso específico da água

W = peso de água entre as seções

F_f = força externa total devido à resistência atuante ao longo da superfície de contato entre a água e o canal (conforme figura 4)

β = coeficiente de correção da quantidade de movimento (ou de Boussinesq) para compensar os efeitos da não-uniformidade na distribuição de velocidades do escoamento, é dado por:

$$\beta = \frac{\int V^2 dA}{v^2 A} \approx \frac{\Sigma V^2 \Delta A}{v^2 A} \quad (11)$$

Quando aplicado em um canal horizontal, ignorando-se a resistência causada pelas paredes e considerando-se os coeficientes corretos iguais à unidade, o princípio da quantidade de movimento fornece a seguinte equação:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \quad (12)$$

onde:

\bar{y} = distância do centróide da área da seção transversal do escoamento até a superfície da água

Cada membro da equação (12) é chamado força específica (também conhecida, como função quantidade de movimento ou ainda como fluxo de momento) dada pela equação (13):

$$M = \frac{Q^2}{gA} + \bar{y} A \quad (13)$$

Levando-se em conta o coeficiente β nessa equação tem-se:

$$M = \frac{\beta Q^2}{gA} + \bar{y} A \quad (14)$$

2.1.5. Similaridades entre o Princípio da Energia e o Princípio da Quantidade de Movimento

Dentro de certas condições de escoamento (coeficientes de distribuição de velocidades iguais à unidade e canal de baixa declividade), a utilização da equação da energia pode gerar resultados idênticos à aplicação da equação da quantidade de movimento. Cabe, no entanto, uma discussão relativa à definição teórica da perda de carga em cada equação. Ambas as equações apresentam termos relativos à perda de carga: h_f na equação da energia, e a força F_f aplicada ao comprimento L , na equação da quantidade de movimento. No entanto, estes termos possuem significados diferentes em cada equação. Na equação da energia, a perda de carga refere-se a perdas internas de energia, enquanto na equação da quantidade de movimento as perdas referem-se a perdas devido a forças externas. Portanto, quando as perdas internas forem idênticas às perdas externas, e dentro das condições de escoamento citadas anteriormente, não há distinção na aplicação das equações em questão (CHOW, 1959).

2.1.6. Canais Curvos

A presença de curvas e desvios no alinhamento é algo inevitável no projeto de canais, e em certas ocasiões, existem dificuldades na elaboração destes projetos devido à complexidade do fluxo em torno de trajetórias curvilíneas. A força centrífuga atuante no fluxo produz uma característica conhecida como sobrelevação, isto é, uma elevação no bordo externo da curva acompanhada de um declínio no bordo interno. Também a distribuição de velocidades na seção do canal na curva é bastante irregular e os coeficientes α e β são consideravelmente maiores que a unidade.

Em canais não lineares o comportamento do escoamento diferencia-se conforme o estado do fluxo: para escoamentos subcríticos há uma elevação suave

do nível com uma leve sobrelevação, enquanto para o escoamento supercrítico surgem ondulações transversais e superelevações extremas.

No estudo de escoamentos subcríticos a formação de correntes espirais tem um interesse primário, já para os escoamentos supercríticos a formação de ondas transversais possui maior relevância. (CHOW, 1959)

2.1.6.1. Fluxo Espiral

Refere-se ao movimento das partículas ao longo de um trajeto helicoidal, na direção geral do fluxo. Desta maneira, além da componente normal da velocidade há também uma componente transversal, na seção principal do canal, esta componente dá origem ao fluxo secundário. Este fenômeno deve-se principalmente a:

- A resistência nas paredes do canal provoca uma diferença de velocidades entre o centro do canal e as proximidades das paredes do canal;
- Forças centrífugas que desviam as partículas de água de uma trajetória retilínea;
- Uma distribuição vertical de velocidades existentes em determinados canais que iniciam o movimento espiral do fluxo.

Fluxos espirais existem em canais retilíneos e curvos, entretanto em canais curvos, devido à força centrífuga, esse fenômeno é mais pronunciado e irregular ao longo da curva. (CHOW, 1959)

Para quantificar a magnitude deste efeito é utilizado um termo chamado intensidade do fluxo espiral, dado por:

$$S_{xy} = 100 \frac{v_{xy}^2}{v^2} \quad (15)$$

onde:

v_{xy} = velocidade média projetada no plano xy (plano transversal da seção do escoamento)

v = velocidade média na seção

Para um fluxo com todas as linhas de correntes paralelas ao eixo do canal tem-se: $S_{xy} = 0$.

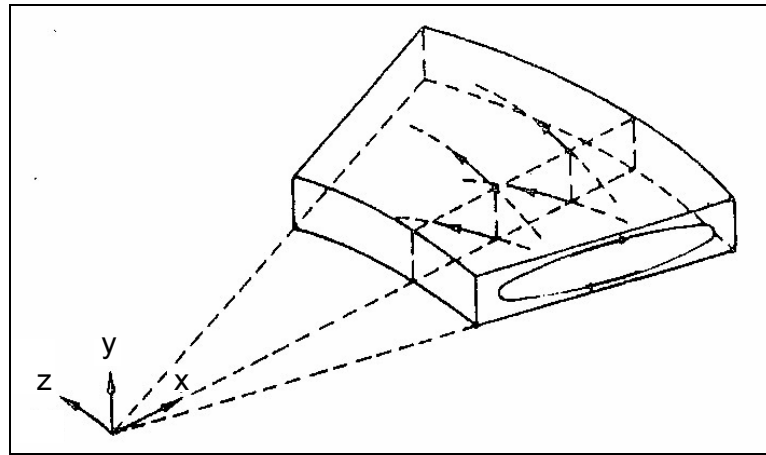


FIGURA 5 – FLUXO SECUNDÁRIO EM CANAIS CURVOS

FONTE: AGACCIOGLU E YÜKSEL (1998)

Segundo resultados experimentais obtidos por Shukry (1950, p. 776), para um escoamento subcrítico em torno de uma curva em uma calha metálica retangular, têm-se as seguintes conclusões:

- S_{xy} é comparativamente alto para um número de Reynolds (Re) baixo no fluxo de aproximação, mas decresce consideravelmente com acréscimo de Re ;
- S_{xy} decresce gradualmente com o acréscimo da razão raio-largura r_c/b e atinge um valor mínimo para $r_c/b = 3,0$;
- S_{xy} decresce com o acréscimo da razão profundidade-largura y/b ;
- S_{xy} aumenta a medida que o ângulo de abertura da curva θ torna-se maior;

- A energia cinética das correntes laterais em uma curva é relativamente pequena, se comparada com a energia das correntes longitudinais, e conseqüentemente, tem uma participação menor na perda de energia em curvas.

O fluxo espiral ocorre tanto em rios como em canais artificiais, entretanto este pode não ocorrer em canais curvos se a intensidade do fluxo espiral for tão pequena que o efeito seja eliminado pela resistência das paredes e do fundo do canal.

2.1.6.2. Perda de Energia em Curvas

A perda total de energia devido à resistência em curvas pode ser expressa em termos de altura de velocidade:

$$h_f = f_c \frac{v^2}{2g} \quad (16)$$

onde:

v = velocidade média na seção transversal da curva

f_c = coeficiente de resistência da curva

O coeficiente de resistência varia com os seguintes parâmetros: razão raio-largura, razão profundidade-largura e ângulo de abertura da curva. Os gráficos para a obtenção deste coeficiente podem ser encontrados em Chow (1959, p. 443), com variações observadas estão entre 0 e 1,1.

2.1.6.3. Sobrelevação

A sobrelevação ocorre devido à força centrífuga atuante na curva, com uma considerável variação de velocidade entre os bordos internos e externos. Shukry (1950, p. 767), em seus estudos experimentais, observou que o caminho de máxima velocidade desvia-se do seu curso normal quando este se aproxima da curva. O trajeto de máxima velocidade quase tangencia a parede interna do canal (ponto d da figura 6) e neste ponto a superfície da água alcança uma elevação mínima. Após este ponto o trajeto move-se gradualmente para fora, até cruzar o eixo do canal (ponto S da figura 6).

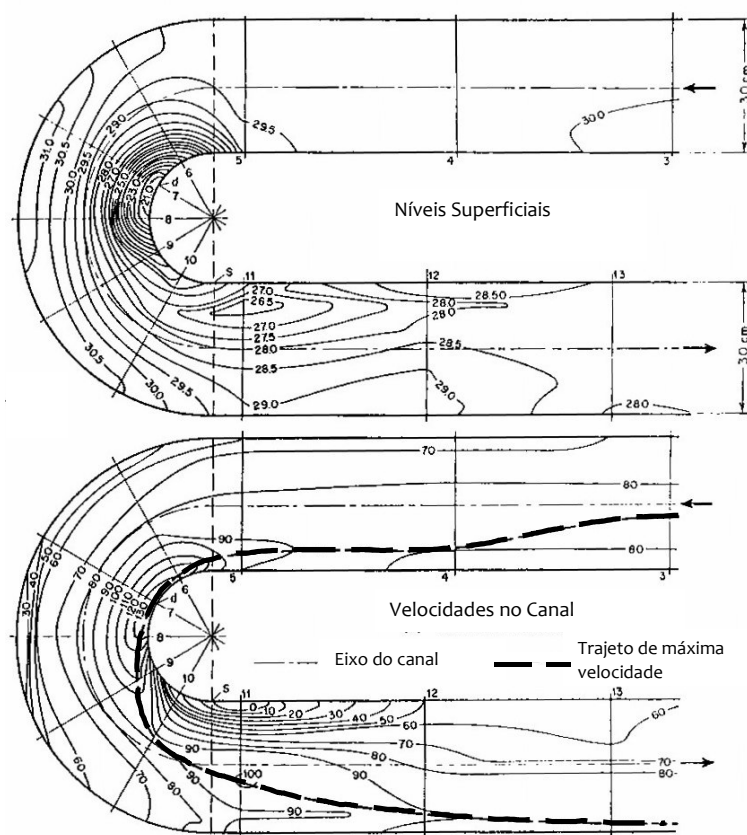


FIGURA 6 – CONTORNOS DE IGUAIS SUPERFÍCIES E IGUAIS VELOCIDADES EM UM CANAL CURVO

FONTE: SHUKRY (1950)

A sobrelevação em uma curva pode ser determinada pelas seguintes expressões:

$$\Delta h = \frac{C^2}{2gr_0^2 r_i^2} (r_0^2 - r_i^2) \quad (17)$$

onde:

Δh = sobrelevação do nível de água no canal curvo em questão

r_0 = raio externo da curva

r_i = raio interno da curva

C = constante de circulação em um movimento de vórtice livre, pode ser calculada pela expressão:

$$Q = C \left(E - \frac{C^2}{2gr_0^2 r_i^2} \right) \ln \frac{r_0}{r_i} \quad (18)$$

onde:

E = energia no ponto onde ocorre a sobrelevação

A estimativa do local onde ocorre o ponto de máxima velocidade (menor elevação) e conseqüentemente onde ocorre a sobrelevação é função do número de Reynolds do canal, do ângulo de abertura da curva, da razão profundidade-largura do canal e da razão raio da curva-largura do canal. A tabela com a variação dos parâmetros pode ser encontrado em Chow (1959, p.446).

Pode-se ainda recorrer às seguintes equações para determinação da sobrelevação:

$$\Delta h = \frac{v^2 b}{gr_c} \quad (19)$$

onde:

r_c = raio do eixo da curva

b = largura da base do canal

outra alternativa é:

$$\Delta h = 2,3 \frac{v^2}{g} \log \frac{r_0}{r_i} \quad (20)$$

Segundo Chow (1959, p. 448) um bom resultado para a determinação da sobrelevação foi obtido por Woodward, que considerando uma velocidade nula nas margens, um valor máximo $V_{máx}$ ao centro, seguindo uma variação parabólica, e utilizando a segunda lei de Newton, obteve a seguinte fórmula:

$$\Delta h = \frac{V_{\max}^2}{g} \left[\frac{20}{3} \frac{r_c}{b} - 16 \frac{r_c^3}{b^3} + \left(\frac{4r_c^2}{b^2} - 1 \right)^2 \ln \frac{2r_c + b}{2r_c - b} \right] \quad (21)$$

onde:

V_{\max} = velocidade máxima do escoamento na curva

Contudo, Chow (1959, p. 448) afirma que a equação (17) é a que apresenta resultados mais precisos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. INFLUXO E EFLUXO LATERAL

Este fenômeno ocorre em variadas circunstâncias e proporciona um exercício oportuno para o uso das equações de conservação de massa, quantidade de movimento e da energia.

Consideremos um vertedouro lateral, conforme ilustrado na figura 7:

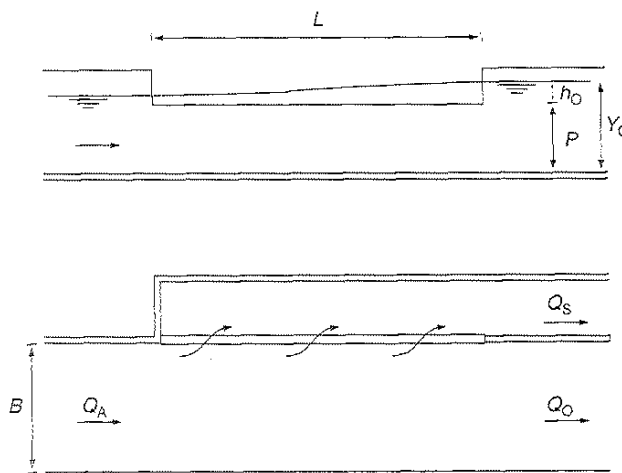


FIGURA 7 – VERTEDOURO LATERAL E CANAL LATERAL SOB ESCOAMENTO SUBCRÍTICO
FONTE: MAY (2003)

Inicialmente temos o caso onde a vazão é vertida ao longo do canal, conforme o desenho superior da figura 7. Nesta situação o fluxo é descarregado em uma direção oblíqua à crista do vertedouro ($Q_A > Q_O$). De maneira conjunta temos um canal lateral (*side-channel spillway*), desenho inferior da figura 7, onde a vazão é adicionada ao longo do desenvolvimento do canal (Q_S), que se dá paralelo à crista do vertedouro. Analisaremos separadamente cada caso.

3.1.1. Caso do acréscimo de vazão

Neste caso a energia ao longo do canal não é constante, pois há um incremento de vazão e uma dissipação da energia devido à turbulência gerada com a entrada de fluxo no canal. Por esta razão a equação da conservação da energia não é aplicável diretamente.

Entretanto, como a vazão é adicionada em uma direção aproximadamente perpendicular ao fluxo, podemos dizer que não existe adição de quantidade de movimento, o que nos fornece:

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad (22)$$

onde:

M = quantidade de movimento do escoamento em determinada seção transversal

x = distância da seção a uma origem arbitrada

Agora, tendo em vista o caso onde o canal é inclinado e com resistência, alguns termos devem ser acrescentados à equação (22). Consideremos a seção de um canal conforme a figura 8; onde um pequeno elemento de dimensões y , Δx e Δb é apresentado.

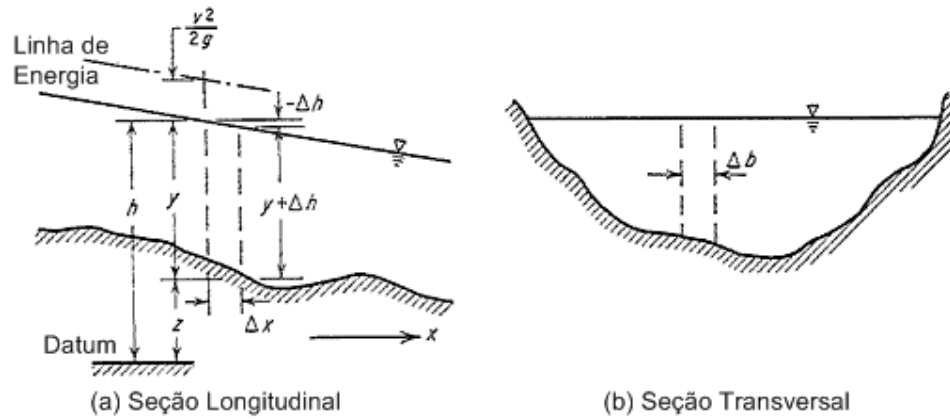


FIGURA 8 – DESENHO ESQUEMÁTICO PARA DEFINIÇÃO DA EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA
FONTE: HENDERSON (1966)

Considerando uma distribuição hidrostática de pressões e uma pequena declividade do canal, a diferença de pressão ao longo de qualquer linha horizontal desenhada longitudinalmente através do elemento tem proporções $\gamma\Delta h$, onde Δh é definido como variação na superfície da água no sentido montante para jusante.

O esforço horizontal total no elemento (tomando-se como positiva a direção de jusante) será igual a $-\gamma y \Delta b \Delta h$, se $\frac{\Delta h}{y}$ e $\frac{\Delta z}{y}$ forem suficientemente pequenos.

O somatório desta força atuando em toda a seção resultará em: $-\gamma A \Delta h$, onde A é a área da seção transversal.

Esta força é resistida pelo esforço tangencial igual a: $\tau_0 P \Delta x$, onde P é o perímetro molhado e τ_0 é a tensão tangencial média agindo sobre este perímetro. As duas forças não são exatamente paralelas, contudo para nossa consideração de pequenas inclinações esta afirmação é aceitável. Portanto a força resultante na direção do fluxo é igual a:

$$\sum F = -\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x \quad (23)$$

Consideremos agora uma situação de escoamento uniforme, no qual a declividade do canal, a seção transversal, a profundidade do escoamento e a velocidade média permanecem constantes. Nesse estado não há aceleração, sendo assim a força resultante em qualquer elemento é zero, para a equação (23) teremos:

$$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad (24)$$

onde:

$R = A/P$, é denominado raio hidráulico médio, dado pela razão entre a área da seção transversal e o perímetro molhado

$S_0 = - dz/dx$, é a declividade do fundo

Para o caso de escoamento uniforme $S_0 = - dh/dx$, isto é, é igual à declividade da superfície livre da água.

Para um caso mais geral onde o escoamento é não-uniforme e a velocidade pode variar a jusante, a resultante de forças dada pela equação (23) não é mais nula, uma vez que o fluxo é acelerado.

No caso de um escoamento permanente, no qual a única aceleração existente é a convectiva, dada por:

$$v \frac{dv}{dx}$$

A força resultante descrita na equação (23) aplica-se à massa $\rho A \Delta x$, portanto a equação do movimento torna-se:

$$-\gamma A \Delta h - \tau_0 P \Delta x = \rho A v \frac{dv}{dx} \Delta x$$

$$\tau_0 = -\gamma R \left(\frac{dh}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} \right)$$

$$\tau_0 = -\gamma R \frac{d}{dx} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right)$$

$$\tau_0 = -\gamma R \frac{dH}{dx}$$

$$\tau_0 = \gamma R S_f \quad (25)$$

onde:

$S_f = -dH/dx$, é a declividade da linha de energia

Podemos observar que no caso de um escoamento permanente a tensão tangencial pode ser escrita como:

$$\tau_0 = \gamma R S \quad (26)$$

Desde que a declividade S seja devidamente definida. A definição $S = S_f$ enquadra-se em ambas as situações de escoamento, seja uniforme ou não-uniforme, uma vez que no escoamento uniforme as três declividades (fundo, superfície livre da água e energia) são iguais. Em outras palavras, a equação (24) é um caso especial da equação (25), quando $S_0 = S_f$.

Voltemos para a equação da quantidade de movimento (13) e consideremos M como a força sobre o peso específico do fluido γ . Levando-se em conta todas as forças envolvidas entre as seções 1 e 2 da figura 4, notamos que a declividade do canal inclui a força $-\sum \gamma \Delta z \Delta b = -\gamma A \Delta z$, agindo para jusante (no sentido favorável ao fluxo), enquanto a resistência adiciona uma força atuando para montante (opondo-se ao fluxo). Desta maneira podemos escrever que:

$$\gamma \Delta M + \gamma A \Delta z + \tau_0 P \Delta x = 0 \quad (27)$$

Efetuada-se a divisão pelo termo γ e considerando-se uma variação infinitesimal em relação à x temos:

$$\frac{dM}{dx} + A \frac{dz}{dx} + \frac{\tau_0 P}{\gamma} = 0$$

mas como:

$$S_0 = -dz/dx \text{ e } \tau_0 = \gamma R S_f$$

temos que:

$$\frac{dM}{dx} = A(S_0 - S_f) \quad (28)$$

A resolução da equação para o caso de vazão crescente aplica-se diretamente a canais laterais, que são canais alimentados transversalmente pelo canal principal, conforme o desenho inferior da figura 7.

Entretanto a análise destes canais foge ao objetivo deste estudo. Para maior compreensão desta matéria recomenda-se a referência Hinds (1926, p. 894). Ateremo-nos à resolução da equação para vazão decrescente.

3.1.2. Caso do decréscimo de vazão

Nos casos em que a vazão diminui ao longo do desenvolvimento do canal analisaremos de maneira simplificada a derivação do fluxo espacialmente variado a partir da conservação de energia e posteriormente a partir da quantidade de movimento. Considerando-se a perda de energia pequena, ausência de resistência e de declividade de fundo tem-se:

$$\frac{dE}{dx} = 0 \quad (29)$$

Ou ainda se levamos em consideração a existência de declividade do fundo e de resistência ao escoamento, temos:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left(z + y + \frac{v^2}{2g} \right) = -S_f$$

em que:

$$\frac{d}{dx} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) = -\frac{dz}{dx} - S_f$$

$$\frac{dE}{dx} = (S_0 - S_f) \quad (30)$$

$$\frac{d}{dx} \left(y + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) = (S_0 - S_f)$$

em que:

$$\frac{d}{dx} \left(y + \frac{\alpha Q^2}{2A^2 g} \right) = (S_0 - S_f)$$

$$\frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha Q^2}{2A^2 g} \right) = (S_0 - S_f)$$

$$\frac{dy}{dx} + \frac{2\alpha Q}{2A^2 g} \frac{dQ}{dx} - \frac{2\alpha Q^2}{2A^3 g} \frac{dA}{dx} = (S_0 - S_f)$$

$$\frac{dy}{dx} + \frac{2\alpha Q}{2A^2 g} \frac{dQ}{dx} - \frac{2\alpha Q^2}{2A^3 g} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f)$$

considerando-se $dA/dy = B$ tem-se:

$$\frac{dy}{dx} + \frac{\alpha Q}{A^2 g} \frac{dQ}{dx} - \frac{\alpha Q^2 B}{A^3 g} \frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f), \text{ daí:}$$

$$\frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{\alpha Q^2 B}{A^3 g} \right) = (S_0 - S_f) - \frac{\alpha Q}{A^2 g} \frac{dQ}{dx}$$

como $F_r^2 = \frac{Q^2 B}{A^3 g}$ então:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{A^2 g} \frac{dQ}{dx}}{1 - \alpha F^2} \quad (31)$$

onde:

dQ/dx = é a variação da vazão ao longo da distância longitudinal x no canal

Deve-se notar que Q não é função de x apenas, pois a magnitude do fluxo vertido é dependente da profundidade do escoamento no canal principal.

Para o mesmo caso de vazão decrescente, agora considerando a variação da quantidade de movimento em um trecho entre duas seções Δx , como na figura 9, com vazão variável Q e $(Q + \Delta Q)$ respectivamente nas seções 1 e 2, então a equação da quantidade de movimento paralela ao fundo do canal pode ser escrita:

$$\beta \rho (Q + \Delta Q) (v + \Delta v) - \rho \frac{dQ}{dx} \Delta x u - \beta \rho Q v = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad (32)$$

onde:

u = componente de velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal

Considerando-se pequenos intervalos Δx , $P_1 - P_2 = -\rho g A \Delta y$, no qual Δy é a diferença da profundidade do escoamento entre as duas seções.

Também $W \sin \theta = \rho g A S_0 \Delta x$ e $F_f = \rho g A S_f \Delta x$.

Desprezando o termo de segunda ordem, $\Delta v \Delta Q$, temos:

$$\frac{1}{g} \left[\beta \left(v \Delta v + \frac{v}{A} \Delta Q \right) - \frac{u}{A} \frac{dQ}{dx} \Delta x \right] = -\Delta y + S_0 \Delta x - S_f \Delta x \quad (33)$$

Tomando-se a razão por Δx e considerando uma variação infinitesimal, tem-se:

$$\frac{dy}{dx} + \beta \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} = S_0 - S_f - \beta \frac{v}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{u}{gA} \frac{dQ}{dx} \quad (34)$$

O segundo termo no lado direito da equação (34) pode ser desenvolvido como na seqüência:

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{d(Av)}{dx} = v \frac{dA}{dx} + A \frac{dv}{dx} \quad (35)$$

conseqüentemente

$$\frac{v}{g} \frac{dv}{dx} = \frac{v}{gA} \left(\frac{dQ}{dx} - v \frac{dA}{dx} \right) \quad (36)$$

posto que $dA/dx = B dy/dx$:

$$\frac{v}{g} \frac{dv}{dx} = \frac{v}{gA} \left(\frac{dQ}{dx} - \frac{Q}{A} B \frac{dy}{dx} \right) \quad (37)$$

ou

$$\beta \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} = \beta \frac{v}{gA} \frac{dQ}{dx} - \beta \frac{Q^2 B}{gA^3} \frac{dy}{dx} \quad (38)$$

Das equações (34) e (38):

$$\frac{dy}{dx} + \beta \frac{v}{gA} \frac{dQ}{dx} - \beta \frac{Q^2 B}{gA^3} \frac{dy}{dx} = S_0 - S_f - \beta \frac{v}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{u}{gA} \frac{dQ}{dx} \quad (39)$$

Juntando os termos e considerando $Q = VA$, tem-se:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2\beta - \frac{u}{v}\right) \frac{q_* Q}{A^2 g}}{1 - \frac{\beta B Q^2}{g A^3}} \quad (40)$$

onde:

$$q_* = dQ/dx$$

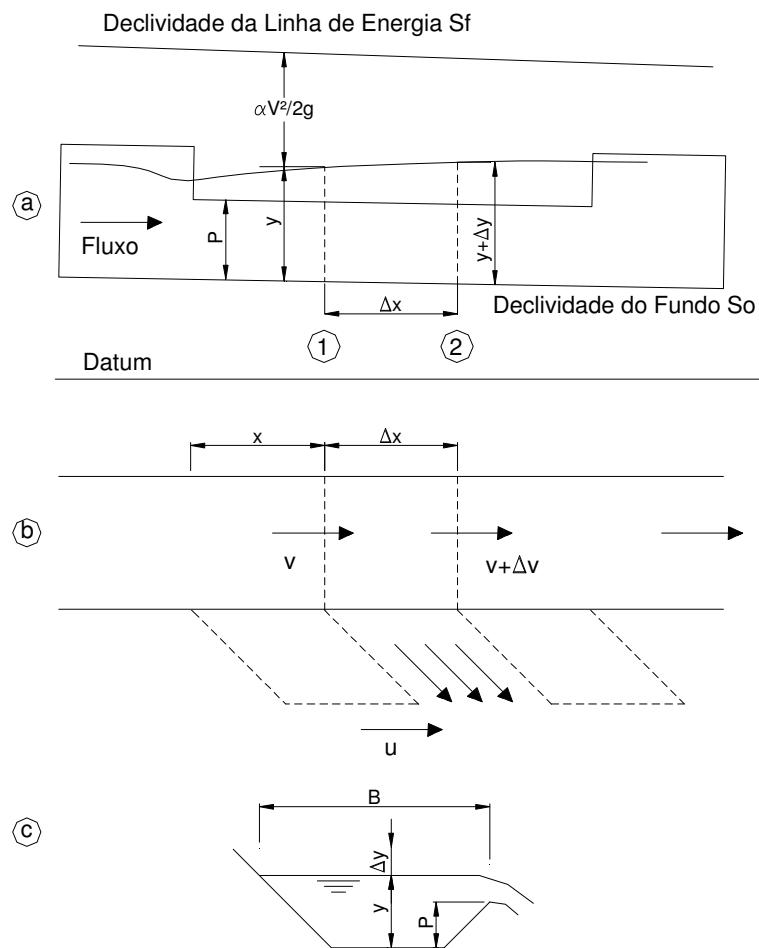


FIGURA 9 – ESQUEMA DE UM CANAL COM DESCARGA NO VERTEDOURO LATERAL – A) ELEVAÇÃO – B) PLANTA – C) SEÇÃO

FONTE: EL-KHASHAB (1976)

O grau de dificuldade para resolução das equações de conservação de energia e quantidade de movimento apresentadas até aqui depende das condições envolvidas em cada caso. Em capítulos posteriores estas equações serão analisadas e verificadas suas simplificações, aplicabilidades e limitações.

3.2. VERTEDORES LATERAIS

Vertedores laterais são estruturas hidráulicas de controle utilizadas para descarregar a vazão de um canal principal para outro canal lateral (ou reservatório) quando o nível de água no canal principal excede a cota da crista do vertedouro.

A função mais comum de um vertedouro lateral é descarregar o fluxo de um canal prevenindo que a capacidade de jusante (seja em relação a níveis ou vazões) seja excedida. Um requisito usual desses vertedores é que sua função seja alcançada sem grandes acréscimos no nível de água no canal principal.

Os vertedores laterais têm seu uso bastante difundido em canais de irrigação, onde a vazão adicional, devido às cheias, é desviada através do vertedouro lateral garantindo a capacidade de vazão do canal a jusante. Algumas outras aplicações desta estrutura são listadas abaixo:

- Canais navegáveis;
- Estruturas de controle de rios;
- Estações de tratamento de água e esgoto;
- Vertedores adicionais ou até mesmo principais em reservatórios.

3.2.1. Condições de Fluxo em Vertedores Laterais

As condições de fluxo em vertedores laterais são significativamente mais complexas do que em vertedores convencionais, isto é, locados transversalmente ao fluxo. Os principais fatores que dificultam a análise de um vertedouro lateral são:

- O escoamento é tridimensional. O fluxo das camadas superficiais adjacentes é fortemente arrastado pelo vertedouro, enquanto o remanescente, próximo ao fundo e no lado oposto do canal é afetado de maneira menos significativa.
- O fluxo atravessa a crista do vertedouro formando ângulos oblíquos (diferentemente dos vertedores convencionais em que o ângulo é reto). Este ângulo não é constante e depende da velocidade de aproximação; quanto maior a velocidade, mais oblíquo será o ângulo. Também, o ângulo tenderá variar ao longo do comprimento do vertedouro, isto é uma consequência direta do decréscimo na velocidade do fluxo que segue para jusante.
- O nível de água no canal principal não permanece constante, isto é, pode aumentar ou diminuir conforme as condições do fluxo. Desta maneira haverá uma variação da carga atuante no vertedouro com a variação da distância. Esta característica proporciona uma alteração na taxa de fluxo vertido por unidade de comprimento.

Estes fatos geram a necessidade de utilização de resultados experimentais conjuntamente com resultados numéricos para verificação da validade dos métodos propostos e seus limites de aplicação.

3.2.2. Teoria Geral dos Vertedores Laterais

A principal característica hidráulica de um vertedouro lateral está no fato do fluxo atravessar a crista formando ângulos oblíquos e não ângulos retos, como nos vertedores convencionais. E como citado anteriormente, devido à locação do

vertedouro em relação ao canal principal, este arrasta a porção de água que está mais próxima, gerando uma redistribuição do fluxo remanescente no canal principal. Como resultado tem-se um escoamento complexo com uma distribuição de velocidades tridimensional.

Apesar destas características dificultarem a análise destas estruturas, os métodos de projeto desenvolvidos e aceitos até hoje são baseados em descrições unidimensionais e simplificadas do fluxo. As aproximações consideradas são as seguintes:

- Qualquer curvatura do fluxo é considerada pequena suficiente para manter a variação de pressão hidrostática;
- A superfície da água em uma seção transversal no canal principal é horizontal (ainda que varie com a distância ao longo do canal), portanto a carga estática sobre a crista do vertedouro é igual à diferença entre a profundidade da água e a altura da crista em relação ao fundo do canal;
- O vertedouro lateral age como um controle, com o escoamento passando pela profundidade crítica;
- Qualquer não uniformidade na distribuição de velocidade no canal é considerada por coeficientes de descarga, coeficientes corretores de velocidade e da quantidade de movimento.

Dado que estas condições não são plenamente satisfeitas nos vertedouros laterais deve-se esperar que os resultados baseados em métodos de equações unidimensionais não se ajustem perfeitamente com os dados experimentais. Deve-se ter em mente também que como o fluxo atravessa a crista do vertedouro obliquamente não há razão para esperar coeficientes de descarga com as mesmas proporções dos vertedouros convencionais (MAY *et al.*, 2003).

3.2.3. Efeito do número de Froude

O perfil longitudinal da água ao longo do vertedouro lateral dependerá das condições de fluxo a montante e a jusante do mesmo, no canal principal. May *et al.* (2003, p. 41) apresentaram quatro tipos básicos de comportamento do perfil longitudinal, em função do número de Froude a montante e a jusante do vertedouro lateral (F_{rm} e F_{rj} , respectivamente), ilustrados na figura 10.

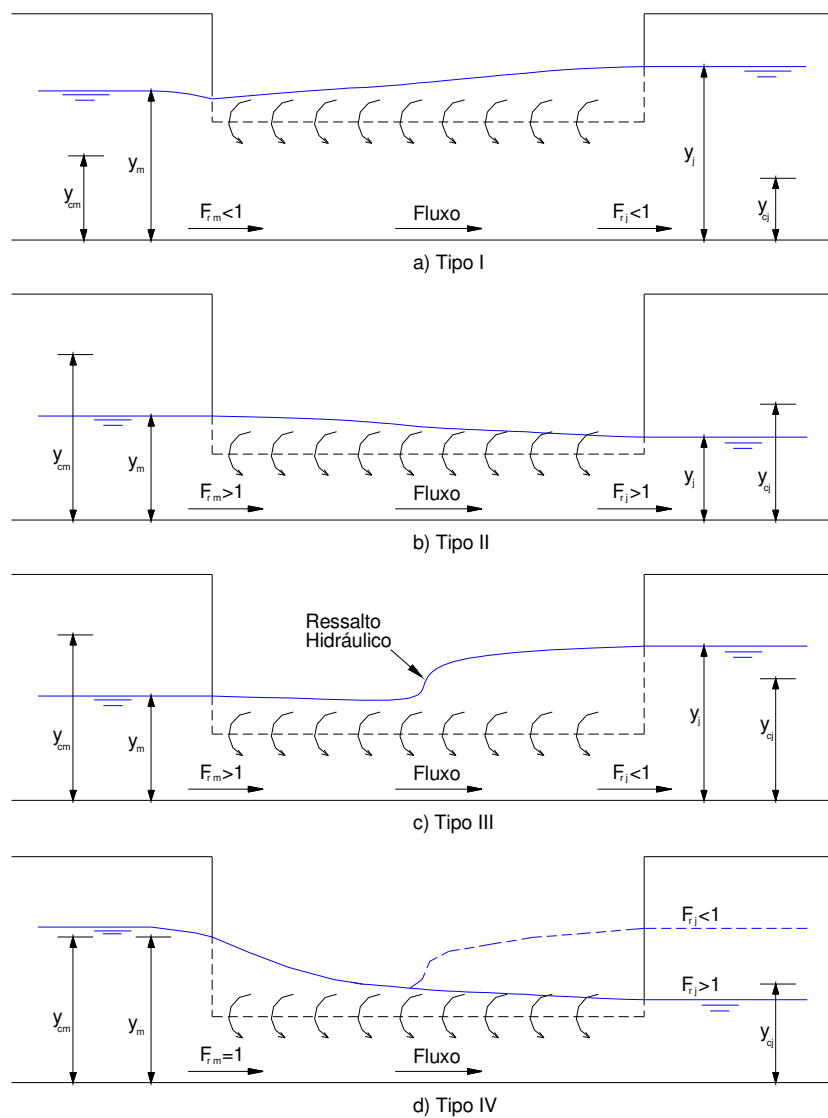


FIGURA 10 – TIPOS DE PERFIS LONGITUDINAIS DO ESCOAMENTO EM VERTEDORES LATERAIS

FONTE: MAY (2003)

Os demais símbolos da figura 10 têm os seguintes significados: y_m = profundidade a montante do vertedouro lateral; y_j = profundidade a jusante do vertedouro lateral; y_{cm} = profundidade crítica a montante do vertedouro lateral, e y_{cj} = profundidade crítica a jusante do vertedouro lateral.

Os quatro tipos básicos de perfis que podem ocorrer são assim definidos:

a) Tipo I – O fluxo permanece subcrítico ($F_r < 1$) por toda a extensão do vertedouro lateral. Ocorre geralmente em canais horizontais ou com pequenas declividades (na ordem de 1/200 ou menos). A característica principal é a de que o nível de água aumenta ao longo do vertedouro lateral, na direção do fluxo. Logo a montante ocorre um rebaixo do nível devido à aceleração do fluxo. No trecho inicial do vertedouro há um aumento rápido do nível até o meio do vão, deste ponto em diante a taxa de elevação decresce consideravelmente. No ultimo terço do canal as elevações não são relevantes e os níveis tendem a estabilizar. Com esta variação de carga há também uma variação na capacidade da descarga, sendo maior próxima ao extremo de jusante, onde o nível atinge seu ponto máximo.

b) Tipo II – O fluxo permanece supercrítico ($F_r > 1$) por toda a extensão do vertedouro lateral. Esta condição pode ocorrer, por exemplo, em um canal com alta declividade que não esteja sujeito a um controle de jusante. Neste tipo de perfil, ao contrário do Tipo I, o nível de água decresce ao longo do vertedouro lateral na direção do fluxo. A capacidade de descarga decresce no sentido de jusante.

c) Tipo III – Neste caso ocorre um misto dos dois casos anteriores. A montante do vertedouro lateral o fluxo é supercrítico ($F_r > 1$), enquanto que a jusante o fluxo é subcrítico ($F_r < 1$). Desta maneira, ocorre um ressalto hidráulico em algum ponto ao longo do vertedouro. Esta situação pode ocorrer, por exemplo, em um canal de grande declividade sujeito a um controle de jusante.

d) Tipo IV – O fluxo a montante do vertedouro lateral é supercrítico, mas tendendo a crítico ($F_r = 1$) à medida que se aproxima do início do vertedouro. A partir deste ponto, o fluxo acelera e pode seguir conforme o Tipo II ou o Tipo III, dependendo da declividade do canal ou da presença de um controle de jusante.

3.2.4. Fluxo Espacialmente Variado

Segundo May *et al.* (2003, p. 104) a opção mais prática para gerar resultados satisfatórios sobre a capacidade de descarga de vertedores laterais é pela resolução da equação unidimensional do fluxo espacialmente variado com decréscimo de vazão.

Esta equação, conforme demonstração no tópico 3.1.2, apresenta duas formas alternativas dependendo da origem; se foi derivada a partir da conservação da quantidade de movimento ou da energia do canal principal.

3.2.4.1. Derivação da Equação da Energia

A equação da energia é uma alternativa para a dedução da equação do fluxo espacialmente variado por se tratar de um escoamento com decréscimo de vazão. A dedução e as simplificações consideradas foram apresentadas no tópico 3.1.2, assim temos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{A^2 g} \frac{dQ}{dx}}{1 - \alpha F^2} \quad (31)$$

Esta equação descreve a variação da profundidade do escoamento “y” em relação à distância ao longo da crista do vertedouro lateral a partir do seu início, “x”.

Podemos representar esta equação ainda da seguinte maneira:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \alpha \frac{Qq_*}{A^2 g}}{1 - \frac{\alpha B Q^2}{g A^3}} \quad (41)$$

onde:

$q_* = \frac{dQ}{dx}$, representa a taxa de vazão por unidade de largura no vertedouro lateral.

Para o cálculo do termo S_f da equação (41) utiliza-se a bem conhecida equação de Manning:

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (42)$$

onde:

n = coeficiente de rugosidade de Manning

A vazão por unidade de largura no vertedouro lateral é dada por:

$$q_* = -\frac{2}{3} \sqrt{2g} C_D (y - P)^{3/2} \quad (43)$$

onde:

C_D = coeficiente de descarga

P = altura da crista do vertedouro lateral em relação ao fundo do canal

Considerando-se $\alpha = 1$ e efetuando uma transformação na equação (4) temos:

$$Q = By\sqrt{2g(E-y)} \quad (44)$$

Substituindo as equações (43) e (44) em (41), considerando a energia específica constante ao longo de todo o vertedouro lateral, o coeficiente α sendo igual à unidade, para um canal horizontal ($S_0 = S_f = 0$), obtém-se a seguinte equação diferencial:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4}{3} \frac{C_D}{B} \sqrt{\frac{(E-y)(y-P)^3}{3y-2E}} \quad (45)$$

De Marchi (1934) integrou a equação (45). Considerando C_D independente de x obteve a seguinte expressão¹:

$$x = \frac{3B}{2C_D} \left[\frac{2E-3P}{E-P} \sqrt{\frac{E-y}{y-P}} - 3\operatorname{sen}^{-1} \sqrt{\frac{E-y}{E-P}} \right] + \text{constante} \quad (46)$$

Considerando o início e o final do vertedouro pelos sufixos 1 e 2 respectivamente, tem-se:

$$\phi_i(y_i, E_i, P) = \left[\frac{2E-3P}{E-P} \sqrt{\frac{E-y}{y-P}} - 3\operatorname{arcsen} \sqrt{\frac{E-y}{E-P}} \right] \quad (47)$$

¹ A equação (46) é válida apenas para canais retangulares

$$L = \frac{3}{2} \frac{B}{C_D} (\phi_2 - \phi_1) \quad (48)$$

onde:

L = comprimento do vertedouro lateral

Porém surgem dificuldades para fixação das condições de contorno nesta equação. Tomando como exemplo o caso de um escoamento fluvial, o cálculo não poderá ser efetuado no sentido de jusante para montante, a menos que a vazão a jusante seja conhecida; de outra maneira uma solução por tentativas é necessária. Há também uma errônea suposição que o coeficiente corretor de velocidades é igual à unidade, tal afirmação não é verdadeira uma vez que a retirada de água do canal através do vertedouro lateral torna o perfil de velocidades absolutamente não-uniforme nas proximidades deste. Este fato, acrescido da possibilidade de canais com grande rugosidade, grande extensão ou não horizontais impõe restrições à utilização da expressão desenvolvida por De Marchi.

3.2.4.2. Derivação da Equação da Quantidade de Movimento

Um método alternativo para a análise do comportamento hidráulico de um vertedouro lateral é a equação da quantidade de movimento. Segundo May *et al.* (2003, p. 106) esta equação não leva em consideração as perdas internas, assim seu uso evita quaisquer erros associados à hipótese de que a energia permanece constante ao longo do vertedouro lateral. As mesmas suposições admitidas para equação da energia são admitidas para esta equação e considera-se ainda que o efeito da não-uniformidade da distribuição de velocidades no canal principal é corrigido pelo coeficiente corretor da quantidade de movimento β (coeficiente de Boussinesq).

Segundo May *et al.* (2003, p. 106) e conforme a dedução no tópico 3.1.2, a equação unidimensional derivada da quantidade de movimento tem a seguinte forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \left(2\beta - \frac{u}{v}\right) \frac{q_* Q}{A^2 g}}{1 - \frac{\beta B Q^2}{g A^3}} \quad (49)$$

onde:

u = componente da velocidade do fluxo lateral na direção longitudinal do canal

É interessante notar que, caso seja considerada uma distribuição de velocidades uniforme, β e α serão iguais a 1 e u será igual à v , o que torna idênticas as equações (41) e (49). Isto mostra que as equações unidimensionais do fluxo espacialmente variado utilizando os princípios da energia e da quantidade de movimento são equivalentes se a distribuição de velocidades no canal principal for considerada uniforme (MAY *et al.*, 2003). Em caso contrário, as equações (41) e (49) não necessariamente fornecerão os mesmos resultados.

May *et al.* (2003, p. 116) propõem uma relação entre o coeficiente β e a razão de velocidades u/v , uma vez que é razoável esperar que em um canal onde há um vertedouro lateral instalado haja alguma forma de correlação entre estas duas variáveis (associa-se às situações em que u é consideravelmente maior que v uma distribuição de velocidades no canal não uniforme). A seguinte relação é proposta:

$$\beta = 0,725 + 0,275 \left(\frac{u}{v} \right) \quad (50)$$

May *et al.* (2003, p. 117) propõem também um valor constante para a razão de velocidades, u/v , igual a 1,84, o qual é igual à média de todos os dados analisados.

O valor de 1,84 para a razão de velocidades corresponde a um valor do coeficiente β igual a 1,23.

3.2.5. Capacidade de Descarga de um Vertedouro Lateral

Apesar das equações descritas nos tópicos anteriores possuírem um sólido embasamento teórico sabe-se que estas possuem aproximações que não condizem com as condições reais do escoamento no vertedouro. Desta maneira, diversos autores apresentam formulações empíricas que procuram minimizar as imprecisões decorrentes das simplificações.

Subramanya e Awasthy (1972, p. 5) utilizaram o método de De Marchi e propuseram uma equação, através de confirmações experimentais, para o coeficiente de De Marchi, tanto para fluxo subcrítico ou supercrítico a montante.

$$C_D = 0,864 \left(\frac{1 - F_{rm}^2}{2 + F_{rm}^2} \right)^{1/2}, \text{ para } F_{rm} < 1 \quad (51)$$

$$C_D = 0,36 - 0,08 F_{rm}, \text{ para } F_{rm} > 1 \quad (52)$$

Hager (1987, p. 496) apresentou uma formulação para o coeficiente de descarga do vertedouro lateral levando em consideração diversos fatores como: o efeito da profundidade do fluxo, da velocidade de aproximação, do ângulo do fluxo pelo vertedouro lateral, e da forma do canal, no caso de canais com contração. Assim o coeficiente de descarga C_D é dado por:

$$C_D = \frac{9}{10\sqrt{2}} n_* \phi \sqrt{H^3} \frac{(Y - W)^{3/2}}{(y - P)^{3/2}} \left[\frac{1 - W}{3 - 2Y - W} \right]^{1/2} \left\{ 1 - (\theta + S_0) \left[\frac{3(1 - Y)}{Y - W} \right]^{1/2} \right\} \quad (53)$$

$$Y = \frac{y}{E} \quad (54)$$

$$W = \frac{P}{E} \quad (55)$$

Com φ variando conforme a geometria da crista:

$$\varphi = \left\{ 1 + \left[\frac{\left(\frac{E-P}{E} \right)^3}{7} \right] \right\}, \text{ para soleira delgada} \quad (56)$$

$$\varphi = 1 - \frac{2}{9 \left[1 + \left(\frac{E-S}{e} \right)^4 \right]}, \text{ para soleira espessa} \quad (57)$$

onde:

n^* = número de lados do fluxo (1 ou 2)

φ = influência da forma crista do vertedouro

θ = dobro do ângulo de contração das paredes do canal

e = espessura da soleira do vertedouro lateral

Para o caso em que a crista do vertedouro está no fundo do canal ($P = 0$), o autor apresenta a seguinte equação para C_D :

$$C_D = 0,485 \left[\left(\frac{2 + F_r^2}{2 + 3F_r^2} \right) \right]^{1/2} \quad (58)$$

Nesta equação, o número de Froude não é o de montante, mas sim o que varia ao longo da crista do vertedouro lateral.

Swamee *et al.* (1994, p. 747) propuseram uma formulação para o coeficiente de descarga para fluxo com ou sem restrição (isto é, com ou sem paredes para “guiar” o fluxo após o vertedouro lateral), levando também em consideração a espessura da soleira:

Para fluxo irrestrito (sem paredes laterais):

$$C_D = 0,447 \left\{ \left[\left(\frac{44,7}{50 + \eta_s} \right)^{6,67} + \left(\frac{\eta_s}{\eta_s + 1} \right)^{6,67} \right] \left[\left(\frac{1,8}{\eta_e} \right)^{18} + 1 \right]^{-1} + \dots \right. \\ \left. \dots 1,4 \left(\frac{1 + 5,5\eta_e^{0,02}}{1 + 5,5\eta_e^{0,02} + 0,235\eta_e^{3,3} + 0,00588\eta_e^7} \right)^{6,67} \left[1 + \left(\frac{\eta_e}{2} \right)^{18} \right]^{-1} \right\}^{-0,15} \quad (59)$$

Para fluxo restrito (com paredes laterais):

$$C_D = 0,465 \left\{ \left[\left(\frac{46,5}{41,1 + \eta_s} \right)^{10} + \left(\frac{\eta_s}{\eta_s + 1} \right)^{10} \right] \left[\left(\frac{1,8}{\eta_e} \right)^{18} + 1 \right]^{-1} + \dots \right. \\ \left. \dots 1,484 \left(\frac{1 + 2,9\eta_e^{0,02}}{1 + 2,9\eta_e^{0,02} + 0,224\eta_e^{1,79} + 0,0112\eta_e^{1,69}} \right)^{10} \left[1 + \left(\frac{\eta_e}{2} \right)^{18} \right]^{-1} \right\}^{-0,15} \quad (60)$$

$$\eta_s = \frac{(y - P)}{P} \quad (61)$$

$$\eta_e = \frac{(y - P)}{e} \quad (62)$$

Os autores consideraram que se $\eta_e < 1$ o vertedouro lateral pode ser considerado como de soleira espessa; para $\eta_e > 3$ é considerado de soleira delgada. Valores intermediários classificam-se como em zona de transição.

Singh *et al.* (1994, p. 818) propuseram a seguinte equação para o coeficiente de De Marchi:

$$C_M = 0,33 - 0,18F_{rm} + 0,49\left(\frac{P}{y_m}\right) \quad (63)$$

Jalili e Borghei (1996, p. 1053), a partir de diversos ensaios experimentais, apresentam uma nova equação para o coeficiente de De Marchi:

$$C_M = 0,71 - 0,41F_{rm} + 0,22\left(\frac{P}{y_m}\right) \quad (64)$$

Borghei *et al.* (1999, p. 1056) aprimoraram a equação (64), acrescentando um parâmetro adimensional ao cálculo do coeficiente de De Marchi, através da aplicação do método dos mínimos quadrados para a determinação dos coeficientes da curva ajustada aos resultados experimentais:

$$C_M = 0,7 - 0,48F_{rm} - 0,3\left(\frac{P}{y_m}\right) + 0,06\left(\frac{L}{B}\right) \quad (65)$$

Muslu (2001, p. 247) faz uma análise teórica baseada no princípio da conservação da energia, levando em conta o declínio da superfície da água na direção transversal do canal e a inclinação do fluxo sobre o vertedouro. Parâmetros adimensionais são utilizados e as equações são resolvidas por métodos numéricos e técnicas computacionais.

Tomando como base a formulação de Subramanya e Awasthy (1972, p. 5) propôs-se uma variação do coeficiente de descarga no desenvolvimento do vertedouro. Para a resolução da equação de De Marchi é proposto um método numérico. A integral resultante é a seguinte:

$$\frac{L}{B} = -\frac{3}{2,444} \int_{z_1}^{z_2} \frac{2-3z}{\sqrt{(1-z).(3\psi.z-2).\left(\psi.z-\frac{P}{H}\right)^3}} dz \quad (66)$$

onde:

$$z = \frac{y}{H}$$

$$\psi = \frac{y'}{y}$$

y' = profundidade medida sobre a crista do vertedouro

Com a função ψ ajustada segundo dados experimentais de Subramanya e Awasthy (1972, p. 5), tendo a seguinte forma:

$$\psi = 1 - 0,036 F_r, \text{ para } \frac{\Delta L}{b} \rightarrow 0 \quad (67)$$

O valor de C_D pode ser obtido com a resolução simultânea da equação (66) e da equação (47), já apresentada, de De Marchi:

$$L = \frac{3}{2} \frac{B}{C_D} (\phi_2 - \phi_1) \quad (47)$$

Para a resolução destas equações o número de Froude pode ser escrito da seguinte forma:

$$F_r = \sqrt{2 \left(\frac{1}{z} - 1 \right)} \quad (68)$$

Muslu (2001, p. 253) afirma que o seu modelo utilizado é baseado em princípios hidrodinâmicos e não há limitação para sua utilização.

Uma comparação é feita com resultados obtidos de diversas equações para coeficiente de descarga de vertedores laterais e são encontradas grandes divergências. Estas divergências seriam devido à limitada escala de valores para as quais estas equações foram formuladas e ao empirismo existente em suas derivações.

May *et al.* (2003, p. 116) apresentam a seguinte equação para o coeficiente de descarga:

$$C_D = 0,65 - 0,149 \left(\frac{y_j - P}{P} \right)^{0,0868} \left(\frac{L}{y_j - P} \right)^{-0,303} \left(\frac{y_j}{P} \right)^{0,149} \quad (69)$$

Os autores sugeriram também um método direto baseado em dois gráficos e uma equação, não havendo, portanto, a necessidade de se lidar com um sistema de equações diferenciais ou métodos numéricos. A capacidade do fluxo pode então ser determinada através da seguinte equação:

$$Q_{vert} = \eta \sqrt{g} L (y_j - P)^{1,5} \left[J - K \left(\frac{L}{B} \right) F_{rj} \right] \quad (70)$$

Onde J e K são parâmetros propostos pelo autor e dados através das figuras 11 e 12, ilustrados a seguir.

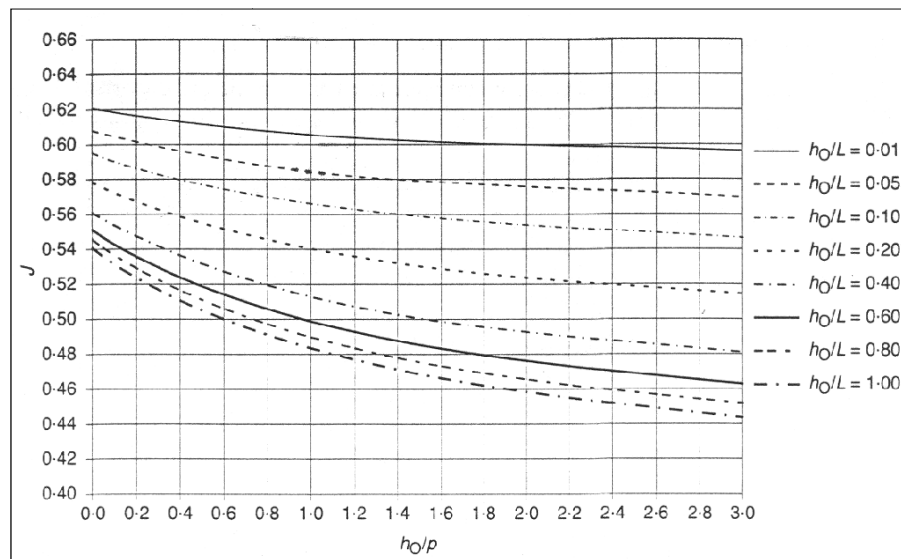


FIGURA 11 – DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO J DA EQUAÇÃO DE MAY (EQUAÇÃO 70)

FONTE: MAY (2003)

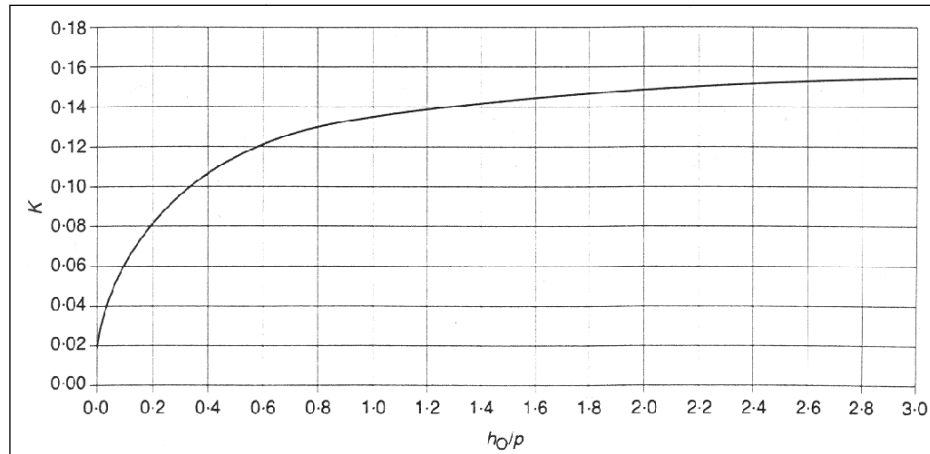


FIGURA 12 – DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO K DA EQUAÇÃO DE MAY (EQUAÇÃO 70)

FONTE: MAY (2003)

Estes parâmetros podem ser ainda obtidos das seguintes equações:

$$J = c_1 + c_2 \left(\frac{1}{1 + (4h_0/L)} \right) \quad (71)$$

onde:

$$c_1 = 0,5212 - 0,1752\Omega \quad (72)$$

$$c_2 = 0,1041 + 0,1426\Omega \quad (73)$$

$$\Omega = \frac{h_0/P}{1,5 + (h_0/P)} \quad (74)$$

Para o parâmetro K tem-se:

$$K = 0,018 + 0,149 \left(\frac{h_0/P}{0,27 + (h_0/P)} \right) \quad (75)$$

onde:

h_0 = carga de água sobre a soleira a jusante do vertedouro lateral

O parâmetro η na equação (70) é o fator que determina a influência da forma da crista do vertedouro lateral em sua capacidade de descarga. Para crista com soleira delgada, o valor de η é igual a um; para soleira espessa seu valor passa a ser dado pela equação (76):

$$\eta = 1 - 0,064 \left(\frac{e}{y_j - P} \right) \quad \text{para } 0 \leq \left(\frac{e}{y_j - P} \right) \leq 0,25 \quad (76)$$

$$\eta = 0,84 \quad \text{para } \left(\frac{e}{y_j - P} \right) \geq 0,25 \quad (77)$$

O autor ainda afirma que o parâmetro η pode ser obtido para diferentes perfis de soleira, segundo o procedimento a seguir:

Sendo C_{DT} o coeficiente de descarga para um vertedouro convencional (locado transversalmente ao fluxo) com o perfil de uma soleira específica e razão de carga h/P igual à relação utilizada no vertedouro lateral.

Agora sendo C_{DTS} o coeficiente de descarga para um vertedouro transversal de soleira delgada, η pode ser estimado por:

$$\eta = \frac{C_{DT}}{C_{DTS}} \quad (78)$$

Como sugestão é proposta a equação de Rehbock (1929) para um vertedouro de soleira delgada sem contração, dada por:

$$C_{DTS} = 0,576 + 0,075 \left(\frac{h}{P} \right) \quad (79)$$

Ramamurthy *et al.* (2006, p. 488) utilizam o método não linear dos mínimos quadrados parciais (*partial least square method – PLS*) para determinar equações empíricas relacionando o coeficiente de descarga C_D com os parâmetros adimensionais do vertedouro. No estudo em questão o escoamento é subcrítico e $L/B < 1$.

Após a aplicação do método numérico chega-se no seguinte coeficiente:

$$C_d = \frac{3}{2} \left[1 + 0,33 \left(\frac{L}{B} \right) - 0,105 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \right] \left[1 + 0,034 \left(\frac{P}{y_m} \right) - 0,491 \left(\frac{P}{y_m} \right)^3 + 0,421 \left(\frac{P}{y_m} \right)^4 \right] \dots$$

$$\dots \left[0,348 + 0,022(F_{rm}) - 0,203(F_{rm})^2 + 0,303(F_{rm})^3 - 0,168(F_{rm})^4 \right]$$

(80)

A literatura técnica apresenta ainda outros pesquisadores com diferentes coeficientes de descarga propostos, relacionados com outras propriedades do escoamento. Contudo não se faz menção neste trabalho devido às limitações na aplicação destas formulações.

3.2.6. Vertedores laterais em canais curvos

Foram encontrados poucos estudos sobre vertedores laterais locados em curva. Das poucas publicações existentes foram relatados apenas casos que tratavam de vertedores locados no bordo externo da curva.

Agaccioglu e Yüksel (1998, p. 172) estudaram vertedores laterais em canais retangulares curvos em planta. O vertedouro foi instalado na forma de aberturas, na parede externa da curva, em posições pré-determinadas, com comprimentos e alturas variáveis, conforme os limites:

- O número de Froude do F_r do escoamento variou entre 0,077 e 0,869;
- A altura adimensional do vertedouro (P/y_m) variou entre 0,542 e 0,877;

- O comprimento do vertedouro, relacionado à largura do canal de aproximação (L/B) variou entre 0,625 e 1,825;
- O comprimento do vertedouro em relação ao raio da curva (L/r_c) variou entre 0,085 e 0,225.

No canal o vertedouro foi locado no lado externo da curva, o que facilitou o fluxo lateral, conduzindo a coeficientes de descarga maiores do que o esperado.

Suas conclusões foram:

- Existe uma redução gradual no perfil de velocidades no lado interno da curva. Forma-se uma zona de estagnação neste lado da curva e constatou-se que a dimensão desta área é dependente do número de Froude da aproximação.
- O fluxo secundário gerado pelo fluxo na curva e pelo vertedouro lateral cria grandes perturbações superficiais, mesmo em escoamento subcrítico (fluvial). Quando o número de Froude é superior a 0,8, forma-se um ressalto hidráulico na extremidade de jusante do vertedouro, e ondas estacionárias são criadas na curva, a partir do vertedouro;
- A influência da profundidade relativa de montante do vertedouro (P/y_m) é mais pronunciada quando ($L/B < 1$), mesmo em canais retilíneos. O coeficiente de descarga apresenta forte variação com a relação (L/B) quando $F_r > 0,3$;
- O coeficiente de descarga do vertedouro lateral (externo à curva) apresenta uma tendência de aumento, quando ($L/B < 1$). A intensidade do fluxo secundário é afetada pelo comprimento do vertedouro. O coeficiente de descarga diminui com o aumento do número de Froude, quando ($L/B < 1$).
- O coeficiente de descarga apresenta um valor máximo para o vertedouro localizado em um ângulo de abertura da curva de 60° e ($L/B > 1$), isto se deve à configuração do fluxo secundário, que nessa posição direciona o escoamento diretamente para fora do canal;
- O coeficiente de descarga do vertedouro ao longo da curva mostrou-se dependente do número de Froude da aproximação, do comprimento adimensional do vertedouro (L/B) e da relação entre a altura do vertedouro e a profundidade a montante (P/y_m). O coeficiente de descarga variou parabolicamente com o número de Froude.

Cosar e Agaccioglu (2004, p. 422) analisaram o coeficiente de descarga de diversos vertedouros laterais triangulares, locados em diferentes ângulos no lado externo de um canal curvo.

Concluíram que o coeficiente de descarga ao longo da curva depende do número de Froude de montante, do ângulo do vértice de abertura do vertedouro lateral triangular e do ângulo de abertura da curva. Afirmam que os coeficientes de descarga do vertedouro locados na curva são maiores que os coeficientes de vertedouros laterais locados em canais retilíneos. Afirmam ainda que:

- O fluxo lateral afeta as características da curva e vice-versa. Durante a visualização do escoamento observaram uma zona de estagnação e um fluxo reverso, devido ao aparecimento de um fluxo secundário. Esta zona de estagnação e o fluxo contrário são dependentes do número de Froude de montante do canal principal e também do comprimento efetivo do vertedouro lateral.
- A intensidade do fluxo secundário aumenta com o acréscimo do comprimento efetivo do vertedouro. O acréscimo no fluxo secundário causa também um aumento no ângulo de desvio do fluxo, e um aumento na energia cinética na direção do vertedouro lateral (perpendicular ao eixo do canal).
- Apesar da existência de um fluxo secundário gerado pela curva o coeficiente de descarga obtido na seção de entrada da curva foi maior do que o coeficiente para um canal reto.
- A intensidade do fluxo secundário foi maior quanto maior foi o número de Froude e maior o comprimento efetivo do vertedouro.
- A variação no coeficiente de descarga C_D teve seu mais alto valor para o ângulo de abertura da curva igual a 30° , uma vez que o trajeto de velocidade máxima na curva alternou entre aberturas de 30° e 60° .

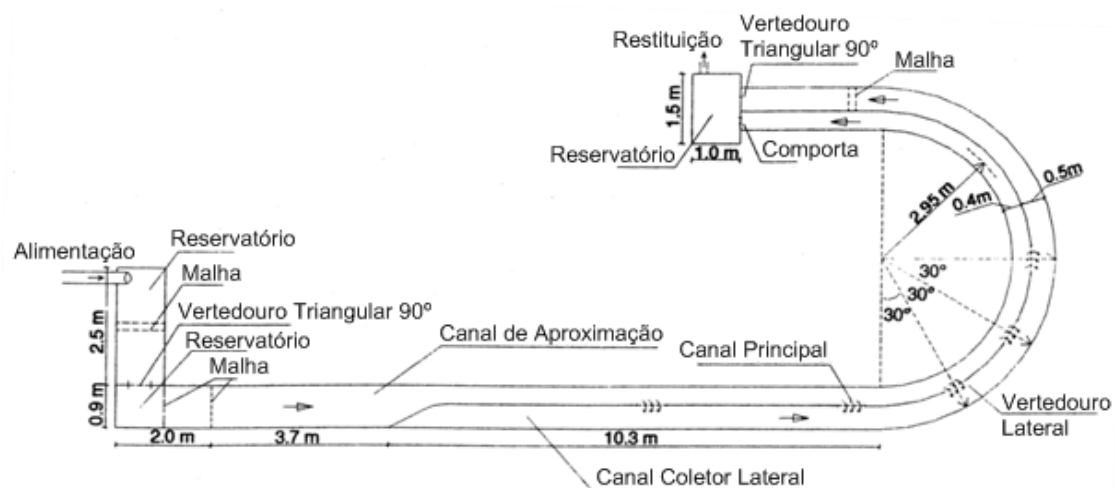


FIGURA 13 – VERTEDOIRO LATERAL TRIANGULAR LOCADO NO LADO EXTERNO DE UMA CURVA

FONTE: COSAR; AGACCIOGLU (2004)

Em capítulos posteriores analisaremos o caso de um vertedouro lateral extenso e locado no bordo interno de uma curva.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. DESCRIÇÃO DA USINA PILOTO

A usina Dardanelos é um empreendimento de geração elétrica planejado para ser construído na margem esquerda do rio Aripuanã, próximo à cidade de Aripuanã no estado do Mato Grosso, localizado nas coordenadas: 59°26'55''W 10°09'37''S.

O aproveitamento abrangerá uma área de reservatório igual a 0,24 km², com uma queda líquida igual a 95,60 m e possuirá 261 MW (Megawatts) de potência instalada, classificando-se como usina de médio porte. A vazão do rio e a queda natural nos saltos e cachoeiras existentes no local possibilitam a produção de energia sem a necessidade de grandes barramentos, deverão ser utilizados diques com uma altura máxima de 5,00 m.

Para o projeto do vertedouro foi considerada uma vazão de 2.880 m³/s, correspondente à cheia decamilenar. A figura 14 mostra um esquema geral do aproveitamento, enquanto a figura 15 enfoca o canal de adução e o vertedouro.

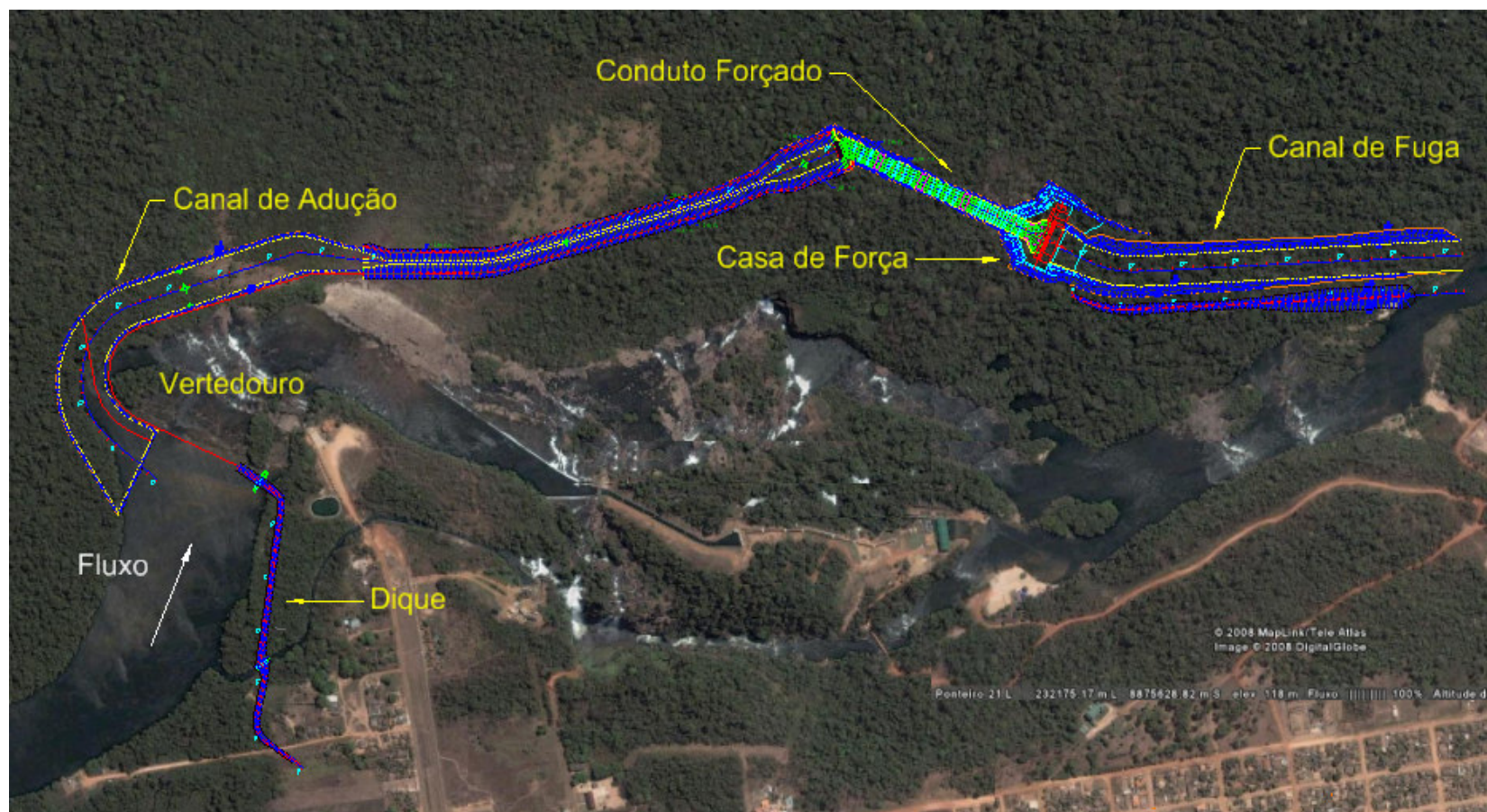


FIGURA 14 – ESQUEMA GERAL DO ARRANJO DA UHE DARDANELOS

FONTE: O autor (2009)

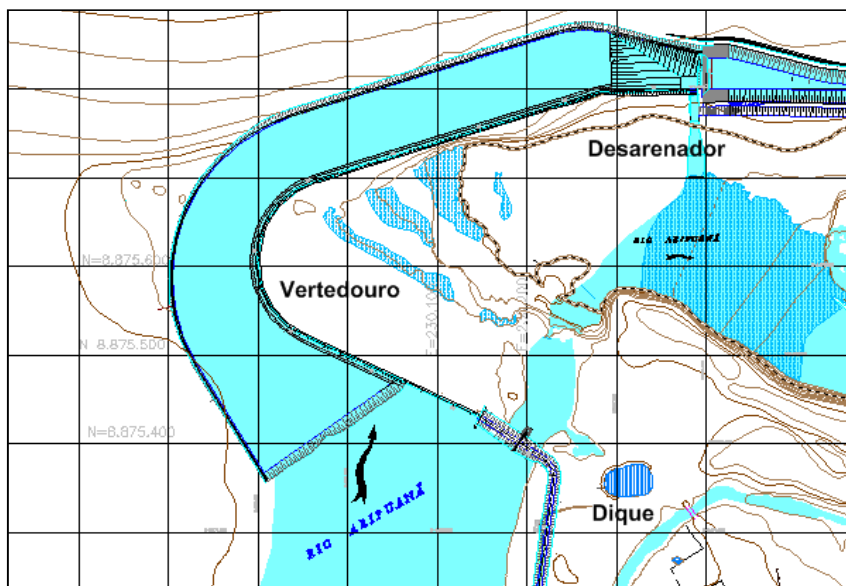


FIGURA 15 – ESQUEMA GERAL DO CANAL DE ADUÇÃO E DO VERTEDOURO LATERAL SEM VERTIMENTO

FONTE: O autor (2009)

Conforme as figuras precedentes nota-se que a crista do vertedouro é limitada pelo dique a montante, compreende todo o contorno interno da curva e se estende até o final do canal de adução, onde está locado o desarenador.

4.2. DESCRIÇÃO DO MODELO FÍSICO

O modelo físico reduzido do canal de aproximação da usina piloto de Dardanelos foi construído no CEHPAR (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza), entre os meses de fevereiro e agosto de 2007, como contrato de pesquisa e desenvolvimento (P&D) entre a Eletronorte (Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A) e o LACTEC (Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento).



FIGURA 16 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – DELIMITAÇÃO DA ÁREA
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 17 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – LOCAÇÃO DE SEÇÕES
TOPOBATIMÉTRICAS
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 18 – ETAPAS DA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO – ACABAMENTO DA SUPERFÍCIE
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 19 – MODELO FÍSICO CONCLUÍDO
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

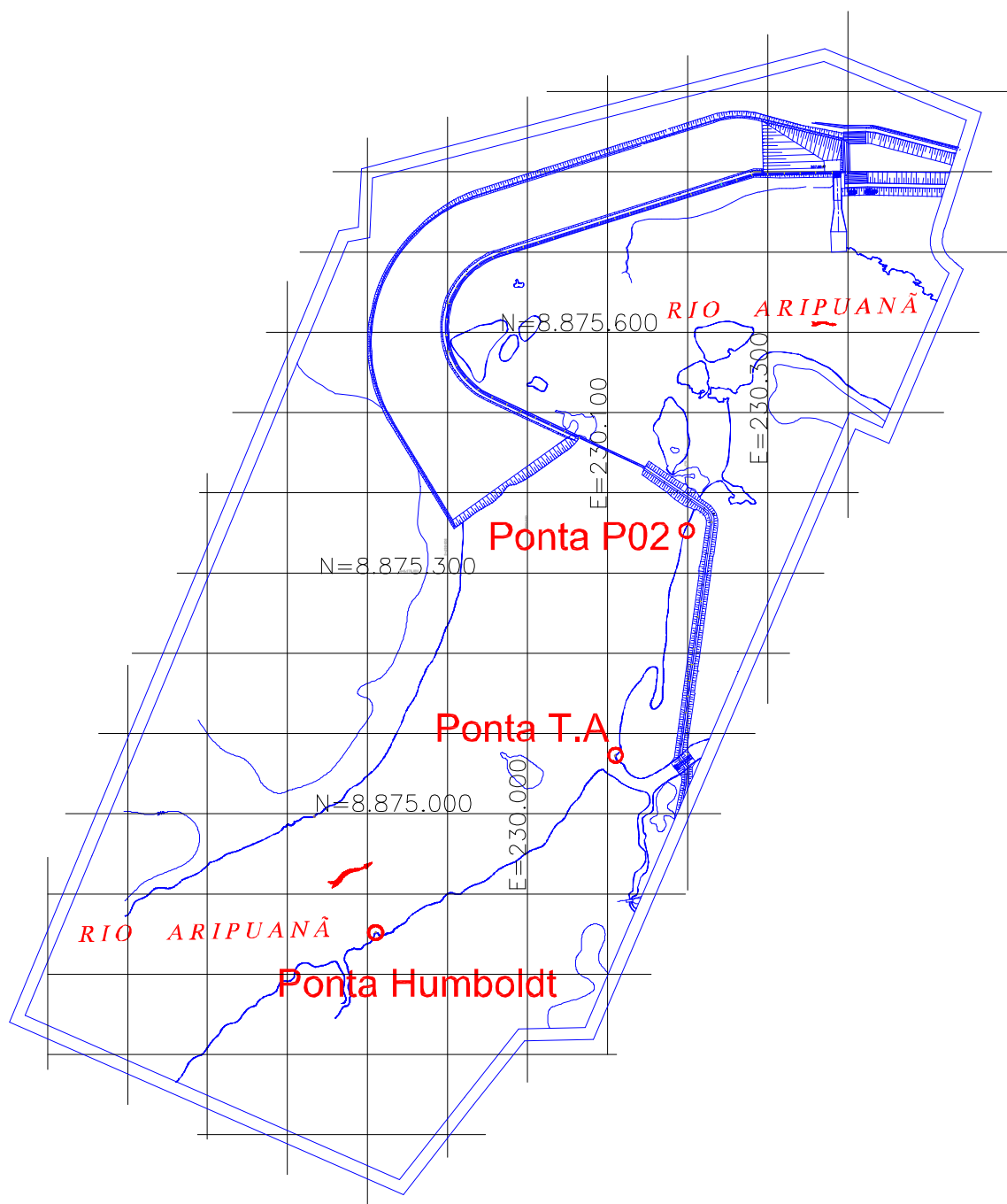


FIGURA 20 – LIMITES DO MODELO E POSIÇÃO DAS PONTAS LINIMÉTRICAS FIXAS
 FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

O modelo reduzido proposto visa simular os escoamentos previstos pelo critério de semelhança de Froude uma vez que o escoamento em questão ocorre em um canal, através da ação da gravidade. Quanto à escolha da escala para se

reproduzir um fenômeno hidráulico em modelo reduzido são obedecidos os seguintes princípios:

- Reprodução dos fenômenos mais importantes;
- Espaço e equipamentos disponíveis;
- Custo e prazo de execução.

As forças mais importantes a serem reproduzidas no escoamento por um canal ou vertedouro são as de inércia (sempre presente) e as devidas à atração gravitacional. Neste caso, igualam-se os números de Froude no modelo e no protótipo.

$$Fr_{\text{modelo}} = Fr_{\text{protótipo}}$$

então

$$\frac{v_p}{\sqrt{gl_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{gl_m}}$$

Devido às limitações quanto à sua dimensão e o espaço físico disponível o modelo reduzido foi construído na escala 1:60. Seguindo o critério de semelhança adotado a escala geométrica do modelo é dada por:

$$\lambda = \frac{l_m}{l_p} \quad (81)$$

Para o modelo em questão tem-se:

$$\lambda = \frac{1}{60}$$

Provindas da relação entre os números de Froude do modelo e do protótipo tem-se as seguintes escalas:

Escala de Vazão:

$$\frac{Q_{\text{modelo}}}{Q_{\text{protótipo}}} = \lambda_Q = \lambda^{\frac{5}{2}} \quad (82)$$

Escala de Velocidades:

$$\frac{V_{\text{modelo}}}{V_{\text{protótipo}}} = \lambda_v = \lambda^{\frac{1}{2}} \quad (83)$$

Quanto às dimensões, o modelo compreende uma área de aproximadamente 340 m², mais as áreas destinadas à alimentação e à restituição do fluxo. A topografia do reservatório e o canal de aproximação foram construídos em argamassa de cimento e areia, enquanto o vertedouro foi construído em acrílico. Anteriormente à implantação da estrutura do vertedouro o modelo foi calibrado, reproduzindo nas posições das pontas linimétricas fixas (figura 20) os mesmos níveis observados na natureza.



FIGURA 21 – VISTA DE MONTANTE DO MODELO FÍSICO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

O canal de aproximação foi projetado em seções trapezoidais com larguras variáveis conforme seu desenvolvimento (possui 175 m na entrada e 65 m no trecho final). A geometria em planta seguiu um formato irregular, tendo o formato de uma campana de sino na entrada, seguido de uma curva e um canal retilíneo no final. A curva do canal tem um raio interno variável de 99 a 102 m* e o trecho retilíneo tem um comprimento de aproximadamente 435 m, com uma pequena deflexão próxima ao trecho final do vertedouro.

O vertedouro estende-se por todo o canal de adução, acompanhando seu contorno interno, tendo um comprimento total de 870 m. A soleira do vertedouro foi definida como um formato trapezoidal, com uma largura total de 4 m. A cota da crista está na elevação 213,5 m, tendo uma altura de 5 m em relação ao fundo do canal.

A seção transversal do canal possui um declive em direção ao vertedouro, variando da cota 209,5 m até a cota 208,5 m. No sentido longitudinal a declividade é nula, exceto na entrada onde há uma rampa para concordância do terreno natural com o fundo do canal e no trecho final, onde existem dois taludes, um no sentido transversal e outro no sentido longitudinal, que concorrem para a cota 207 m.

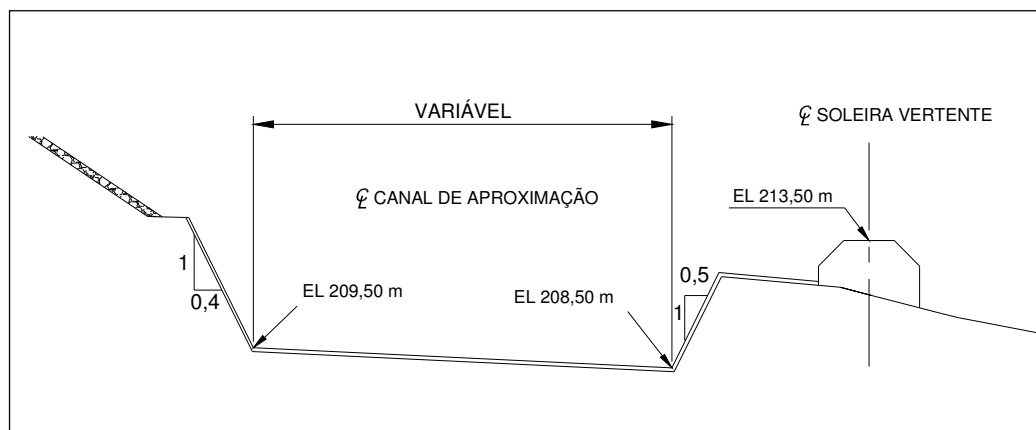


FIGURA 22 – SEÇÃO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

* As dimensões citadas fazem referências ao protótipo, exceto onde indicado.

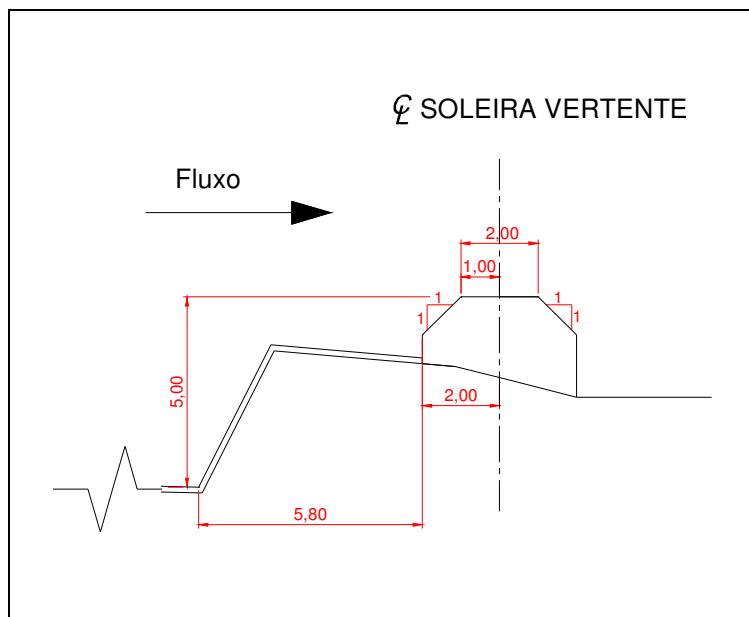


FIGURA 23 – SEÇÃO DA SOLEIRA DO VERTEDOIRO

As paredes do canal são levemente inclinadas, na margem esquerda (oposta à crista do vertedouro) tem-se a inclinação 1V:0,4H e para a parede interna à crista do vertedouro tem-se 1V:0,5H.

Dados adicionais do modelo como batimetria, topografia e calibragem não constam na descrição do modelo, uma vez que fogem ao objetivo do trabalho, que é a análise do escoamento e capacidade de descarga do vertedouro.

4.2.1. Metodologia de ensaio

As vazões testadas no modelo estão descritas na tabela 1, considerando o critério de semelhança envolvido e as relações dele provenientes.

TABELA 1 – VAZÕES TESTADAS NO MODELO FÍSICO

VAZÃO		
PROTÓTIPO m ³ /s	MODELO l/s	DISPOSITIVO DE MEDIÇÃO
540	19,36	Vetedorou retangular
720	25,82	Vetedorou retangular
1.085	38,91	Vetedorou retangular
1.440	51,64	Tubo de Venturi
2.880	103,28	Tubo de Venturi

A alimentação do modelo é feita por uma tubulação com diâmetro de 300 mm. Um medidor tipo Tubo de Venturi, implantado nessa tubulação, permite impor vazões com uma faixa de operação de 50 l/s a 105 l/s. Para vazões menores, essa mesma tubulação possui um medidor do tipo vertedouro retangular, cuja faixa de operação abrange de 5 l/s a 50 l/s. Esse conjunto de medidores permite medir vazões compreendidas entre 140 m³/s e 3.000 m³/s, em valores de protótipo.

No trecho de jusante do canal de aproximação foi instalado um orifício calibrado para determinar a vazão de saída, simulando a vazão turbinada do arranjo. Foram realizados testes para vazão turbinada de 108,20 m³/s (vazão nominal máxima das turbinas) e também sem turbinamento (vazões nulas na saída do canal).

Para as medições de níveis e velocidades, foram demarcados 51 pontos, dispostos em 17 linhas, distribuídos conforme a variação da geometria do vertedouro.

Para as medições de velocidades foi utilizado um medidor tipo hélice de 3 cm, com uma a precisão variável em função da frequência de medição. A faixa de medição no modelo físico foi da ordem de 0,01 m/s no modelo, o que segundo o critério de semelhança adotado representa velocidades de aproximadamente 0,08 m/s no protótipo. A precisão estabelecida considera erros máximos de 10 Hz na leitura.

As medições de níveis foram efetuadas através de pontas fixas e móveis com precisão de leitura de 0,1 mm e 0,5 mm respectivamente, o que corresponde a 6 mm e 3 cm em dimensões de protótipo.

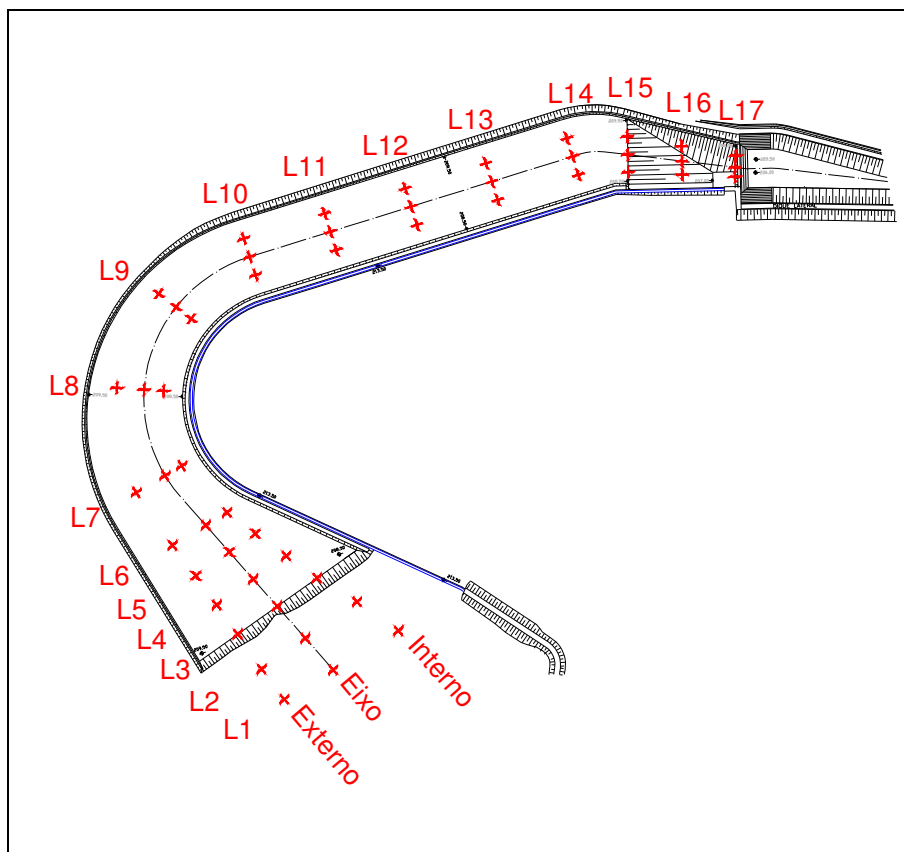


FIGURA 24 – MARCAÇÃO DE PONTOS NO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA LEVANTAMENTO DE NÍVEIS E VELOCIDADES

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Em cada linha foram demarcados três pontos distintos, referentes à: eixo, interno (entre o eixo e o vertedouro) e externo (entre o eixo e a margem esquerda). Os pontos do eixo foram marcados na interseção da linha do eixo com a linha das seções, enquanto os pontos internos e externos foram demarcados em uma distância média entre o eixo e o limite do canal (vertedouro ou parede externa).

Para as medições de níveis utilizaram-se três pontas linimétricas fixas na margem direita do rio a montante do canal (figura 20), e para os pontos medidos internamente ao canal utilizou-se uma ponta móvel, apoiada em tripé, com as leituras efetuadas com um nível devidamente correlacionado em uma referência de nível do modelo.

Para as medições de velocidades utilizou-se um medidor tipo hélice de 3 cm, com leituras efetuadas a 1 cm superfície e a 1 cm fundo do canal (as medidas citadas referem-se ao modelo físico).

4.3. VERTEDOURO PARCIALMENTE AFOGADO

4.3.1. Condições Iniciais

Inicialmente foram efetuados testes com as vazões mencionadas no quadro 1, com o arranjo original implantado, reproduzindo as condições originais de topografia e batimetria. O objetivo desta primeira verificação foi avaliar o escoamento no canal de adução e verificar o comportamento do vertedouro.

4.3.1.1. Imagens do escoamento

Foram efetuados registros do fluxo através de vídeos e fotografias. Para auxiliar a visualização do escoamento foram utilizados confetes e corante (permanganato de potássio). Seguem fotografias de alguns dos testes realizados:

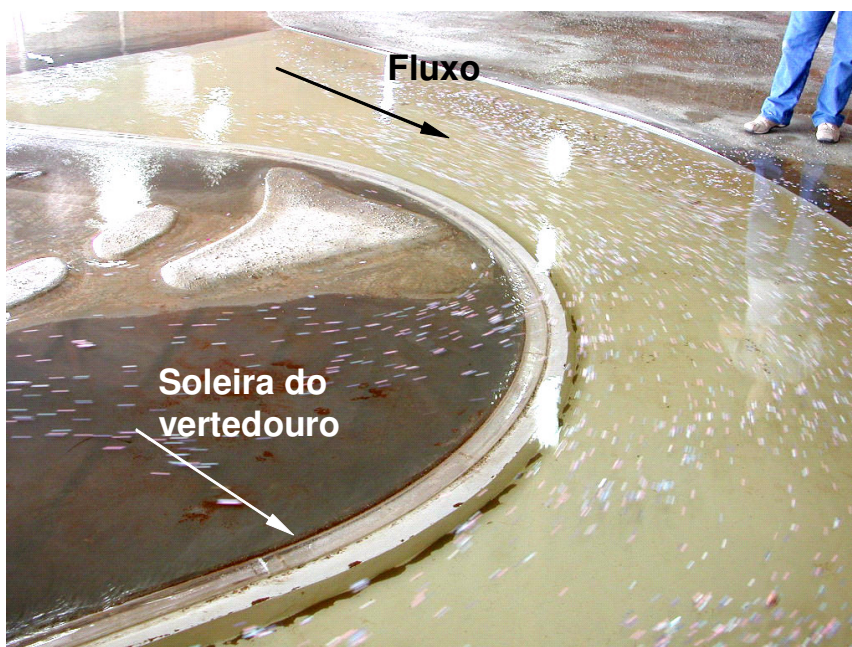


FIGURA 25 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE $720 \text{ m}^3/\text{s}$ – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

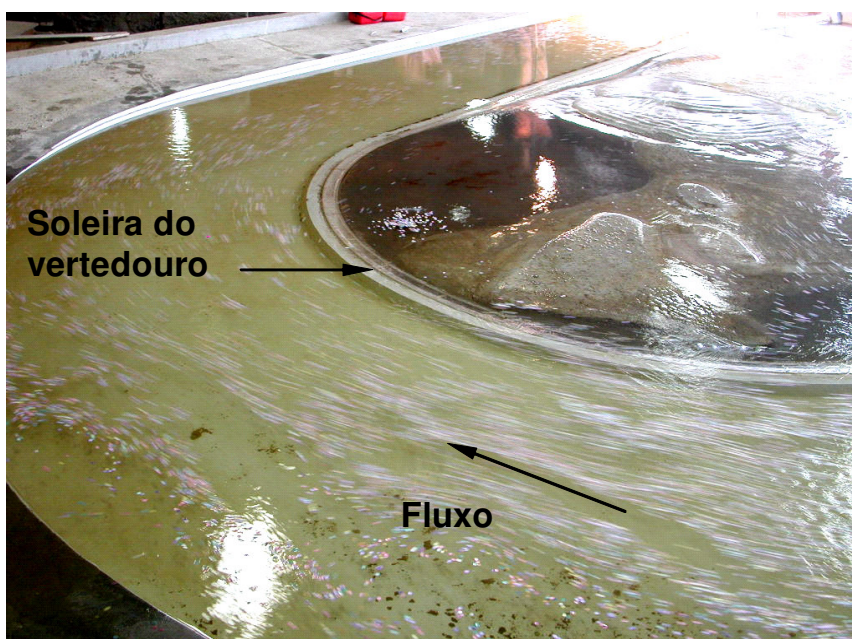


FIGURA 26 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

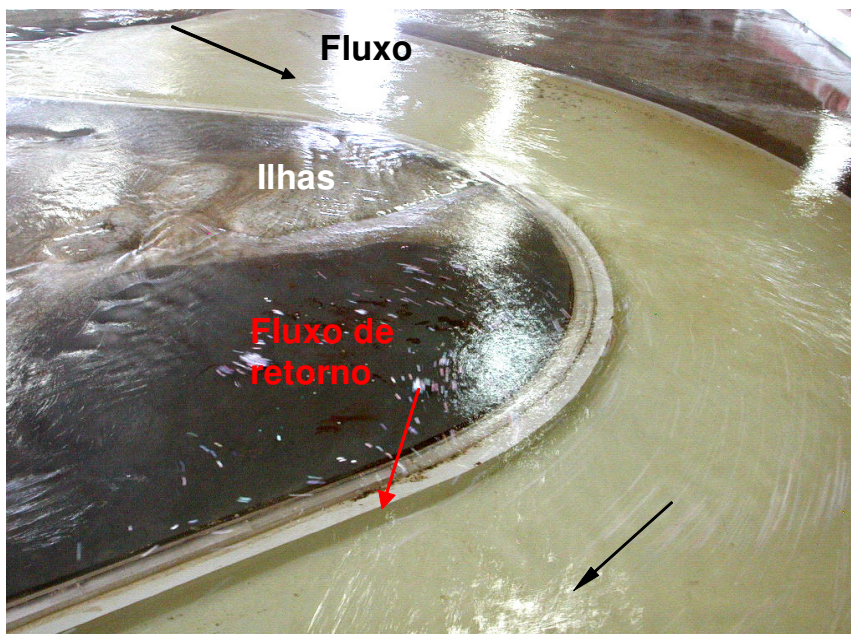


FIGURA 27 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE $2880 \text{ m}^3/\text{s}$ – FLUXO NO TRECHO CURVILÍNEO DO CANAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Pode-se observar nas figuras 25 e 26 que existe uma região de baixa velocidade junto à margem esquerda (margem oposta à crista do vertedouro), e uma concentração do fluxo próximo à parte interna da curva. Na figura 27 é mostrado o retorno do fluxo causado pela elevação do terreno a jusante do vertedouro, principalmente causados pelas ilhas existentes na parte interna da curva.

4.3.1.2. Níveis de água medidos ao longo do canal

Os níveis foram lidos nos pontos determinados (figura 24) e são listados na tabela 2 e nos gráficos subseqüentes. As distâncias apresentadas nessas tabelas referem-se à distância medida a partir do eixo do canal, com o início coincidente com o início do vertedouro (extremo de montante) e as linhas descritas são referentes à figura 16. Para estes testes a vazão turbinada ao final do canal foi nula.

TABELA 2 – CONDIÇÃO INICIAL, VAZÕES DE 540 m³/s, 1440 m³/s E 2880 m³/s, NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

DISTÂNCIA (m)	LINHA	VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO Q = 540 m ³ /s			Q = 1440 m ³ /s			Q = 2880 m ³ /s		
		VAZÃO TURBINADA Q = 0 m ³ /s			Q = 0 m ³ /s			Q = 0 m ³ /s		
		ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)		
		EXTERNO	EIXO	INTERNO	EXTERNO	EIXO	INTERNO	EXTERNO	EIXO	INTERNO
0,00	L1	214,068	214,068	214,050	214,860	214,923	214,920	216,087	216,072	215,922
37,98	L2	214,038	214,038	214,020	214,683	214,812	214,662	215,802	215,832	215,727
87,00	L3	214,020	214,038	214,050	214,614	214,536	214,560	215,427	215,829	215,682
120,00	L4	214,026	214,020	214,068	214,614	214,710	214,740	215,442	215,952	215,862
153,00	L5	214,026	214,008	214,008	214,608	214,674	214,722	215,052	215,532	215,712
184,80	L6	214,026	214,008	214,008	214,563	214,596	214,626	215,322	215,427	215,622
243,00	L7	214,008	214,008	213,990	214,584	214,506	214,464	215,352	215,292	215,292
315,00	L8	214,044	214,038	214,038	214,608	214,566	214,464	215,352	215,292	215,076
386,40	L9	214,038	214,038	214,038	214,578	214,536	214,464	215,262	215,142	215,022
463,14	L10	214,038	214,026	214,038	214,536	214,476	214,464	215,052	214,932	214,812
539,40	L11	214,038	214,038	214,038	214,566	214,566	214,506	214,872	214,857	214,812
615,60	L12	214,038	214,044	214,038	214,626	214,566	214,608	215,142	215,112	215,082
692,40	L13	214,038	214,038	214,044	214,644	214,644	214,644	215,352	215,367	215,337
768,60	L14	214,038	214,038	214,038	214,686	214,668	214,668	215,352	215,292	215,292
845,10	L15	214,038	214,038	214,038	214,656	214,656	214,656	215,418	215,454	215,322
894,60	L16	214,038	214,038	214,038	214,662	214,662	214,662	215,292	215,442	215,292
943,80	L17	214,038	214,038	214,038	214,656	214,656	214,662	215,232	215,412	215,412

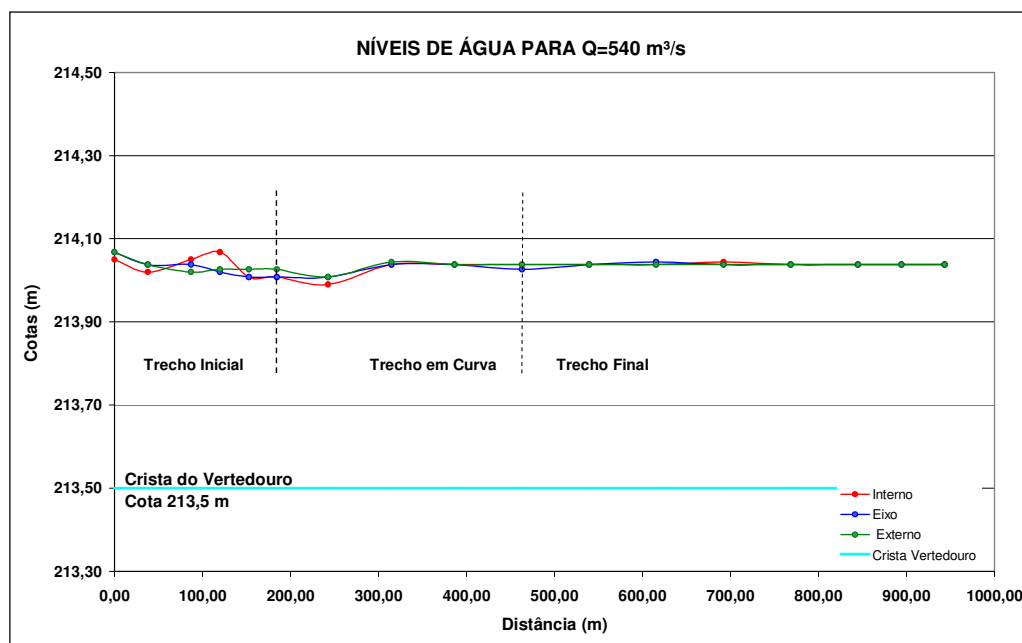


FIGURA 28 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE 540 m³/s – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

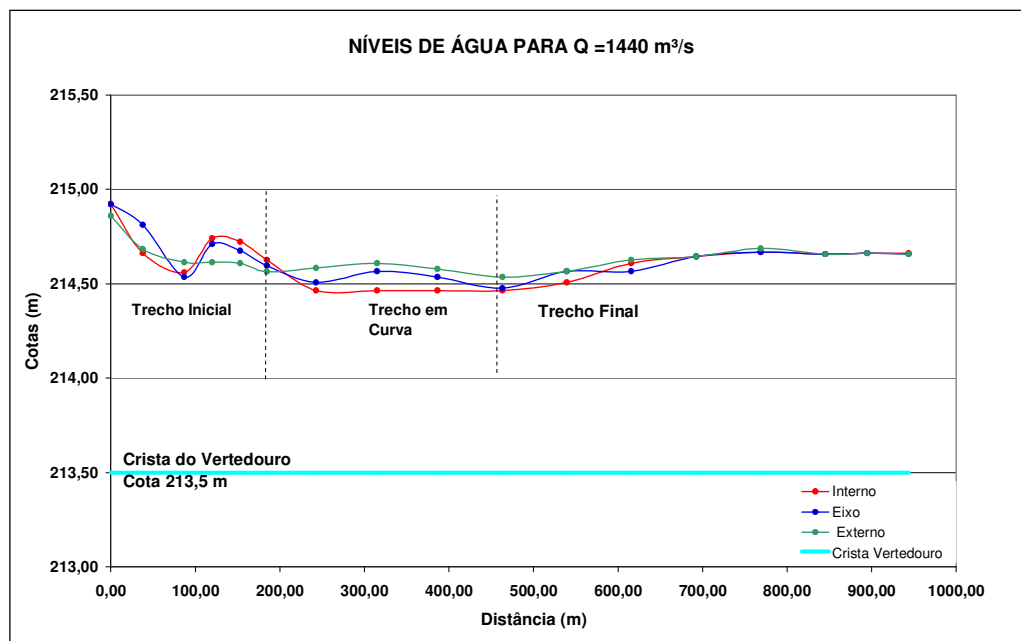


FIGURA 29 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

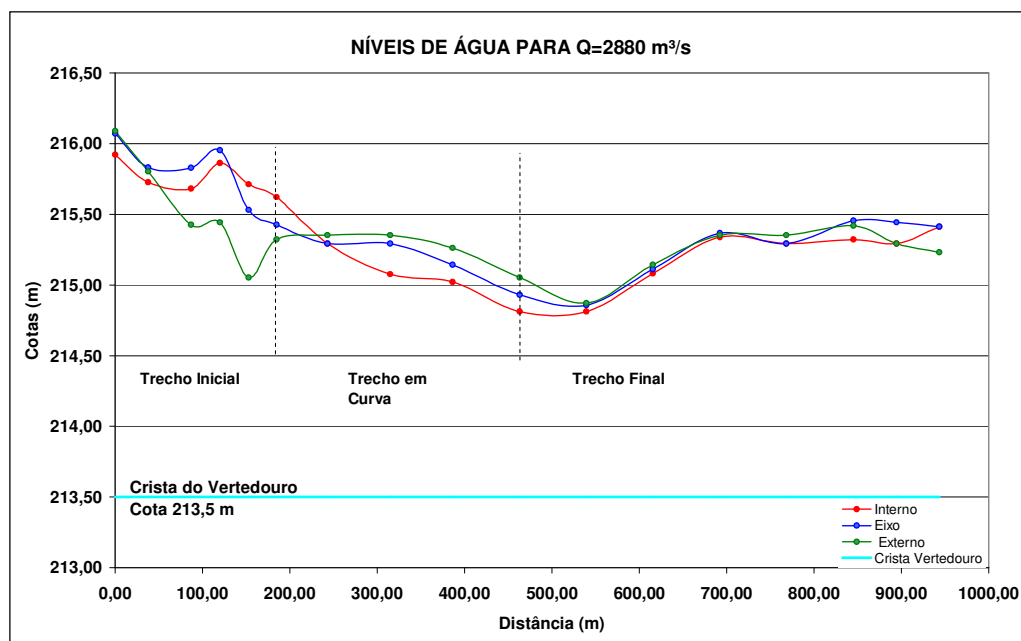


FIGURA 30 – CONDIÇÃO INICIAL – VAZÃO DE $2880 \text{ m}^3/\text{s}$ – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

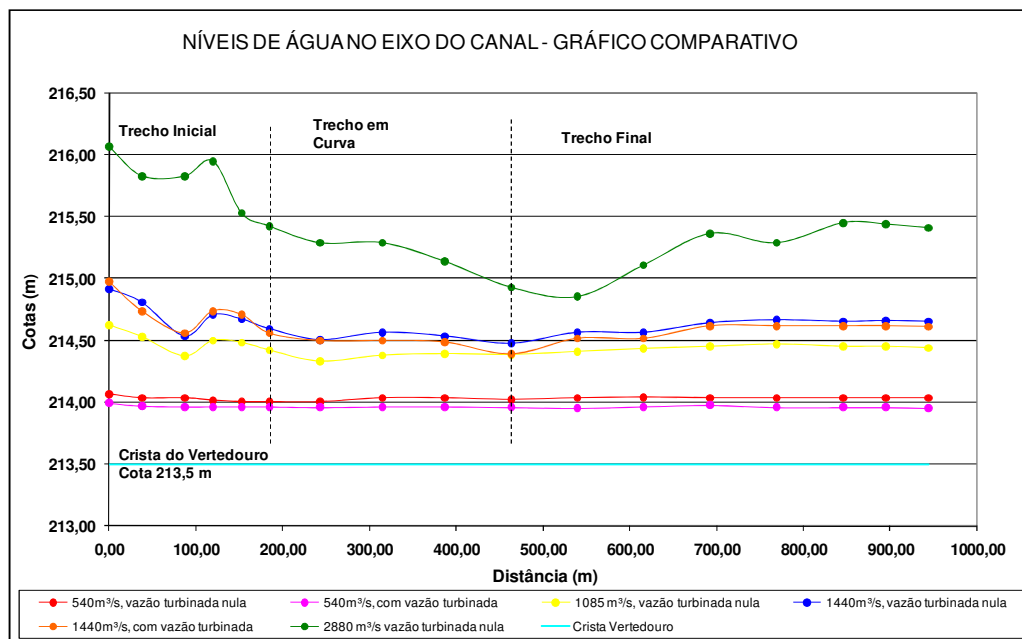


FIGURA 31 – CONDIÇÃO INICIAL – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE ADUÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Após a realização dos testes constatou-se que:

- No trecho inicial do canal existe uma região de estagnação do fluxo (pontos externos da linha L5 a linha L7). Para a maioria dos testes realizados esta região manteve-se mesmo com acréscimo de vazão. Nesta área foram registradas correntes de retorno de baixa velocidade;
- Ainda no trecho inicial observou-se uma turbulência na entrada do canal com grandes variações de níveis e velocidades. Este efeito foi bem notado na região da rampa de concordância entre o terreno natural e o fundo do canal, localizada no início do canal;
- O escoamento na curva concentrou-se próximo ao bordo interno, apresentando velocidades mais altas neste trecho. No bordo externo as velocidades foram consideravelmente mais baixas, ou até nulas;
- O efeito de sobrelevação apresentou-se mais intenso para vazões maiores, conforme era esperado. Para as menores vazões houve pouca variação entre os níveis externos e internos na curva;

- Na região externa da curva (a jusante do vertedouro) existem 3 ilhas com uma elevação maior que a do vertedouro (cota máxima da ilha = 214,15 m em comparação à crista do vertedouro = 213,5 m). Estas ilhas obstruíram o fluxo para vazões menores (540 m³/s, 720 m³/s e 1085 m³/s) e no caso de vazões maiores estas exerceram controle sobre o fluxo, afogando a crista do vertedouro nesta região. Também devido a este controle localizado, parte do fluxo vertido no trecho inicial retornou para o canal na região da curva, conforme fotografia 8.
- No trecho reto do canal de adução observou-se um decréscimo na velocidade e uma elevação dos níveis, conforme o desenvolvimento do canal. Este comportamento era esperado conforme o tópico 3.2.3, perfil de escoamento em um vertedouro lateral Tipo I (escoamento subcrítico).

Devido às características desfavoráveis do arranjo original pouco se pode determinar sobre a capacidade de descarga do vertedouro. O afogamento da crista e o fluxo de retorno ao canal impossibilitaram conclusões mais precisas sobre as características hidráulicas desta estrutura.

4.3.2. Modelo seccional

Paralelamente à construção do modelo geral, observou-se a necessidade de investigações adicionais na soleira vertente em si, uma vez que o seu projeto não é convencional. A figura 23 apresenta uma seção típica do vertedouro, que se aproxima muito mais de um vertedouro de soleira espessa (com coeficiente de descarga da ordem de 1,7 m^{1/2}s⁻¹) do que de um vertedouro convencional de crista curva (com coeficiente de descarga da ordem de 2,0 m^{1/2}s⁻¹). A descarga é determinada pela expressão:

$$Q = C_{DT} LH^{1.5} \quad (84)$$

onde:

C_{DT} = coeficiente de descarga para vertedouro convencional ($m^{1/2}s^{-1}$)

H = carga sobre a soleira do vertedouro (m)

L = comprimento efetivo do vertedouro (m)

Foi construído um modelo parcial, em um canal retangular do laboratório, na escala 1:40, seguindo o critério de semelhança de Froude, permitindo reproduzir 15,60 m de comprimento de crista. A figura 32 apresenta o modelo construído. Foram realizados treze testes, onde foram medidos níveis de água em duas posições (eixo do canal e pé do talude – El. 208,50 m), além de medições de pressões no alinhamento do eixo do canal retangular e a vazão imposta.

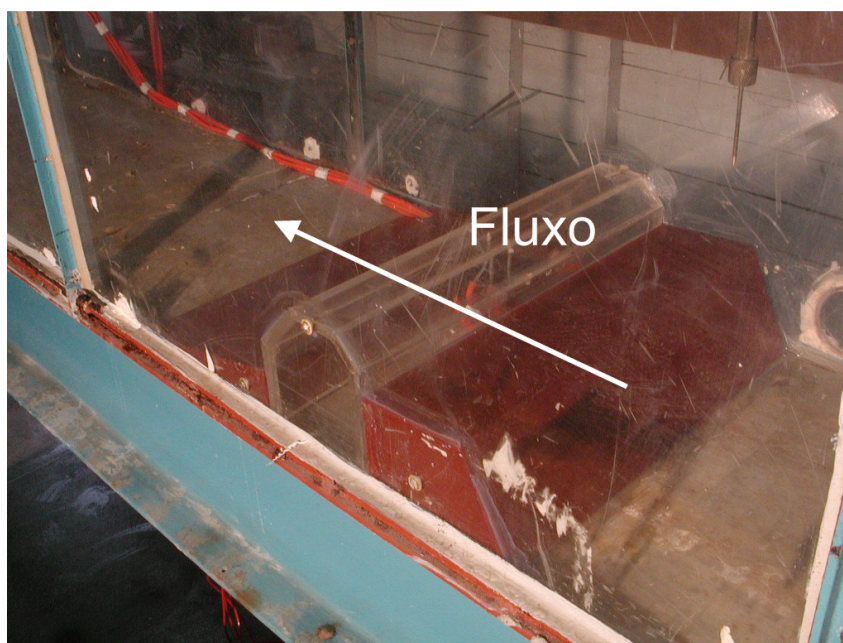


FIGURA 32 – MODELO SECCIONAL – VISTA DE MONTANTE

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

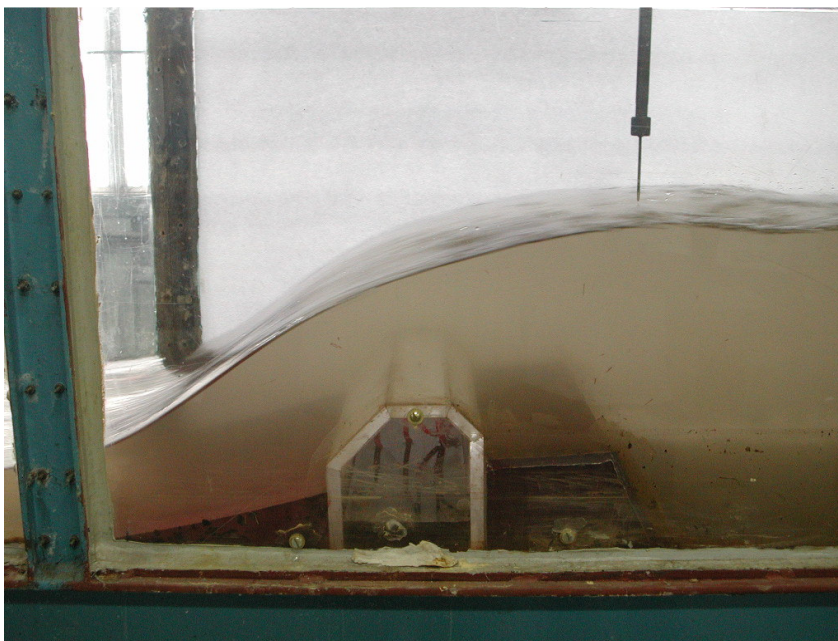


FIGURA 33 – MODELO SECCIONAL – PERFIL DO ESCOAMENTO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Os coeficientes obtidos são apresentados na tabela 3.

TABELA 3 – COEFICIENTES DE DESCARGA EXPERIMENTAIS PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

CARGA SOBRE A SOLEIRA	COEFICIENTE DE DESCARGA
H (m)	$C_{DT} (m^{1/2} s^{-1})$
0,24	1,274
0,38	1,463
0,513	1,515
0,601	1,519
0,806	1,513
1,032	1,58
1,609	1,844
2,021	1,829
2,443	1,852
3,513	1,882
4,395	1,852
4,996	1,842
6,153	1,891

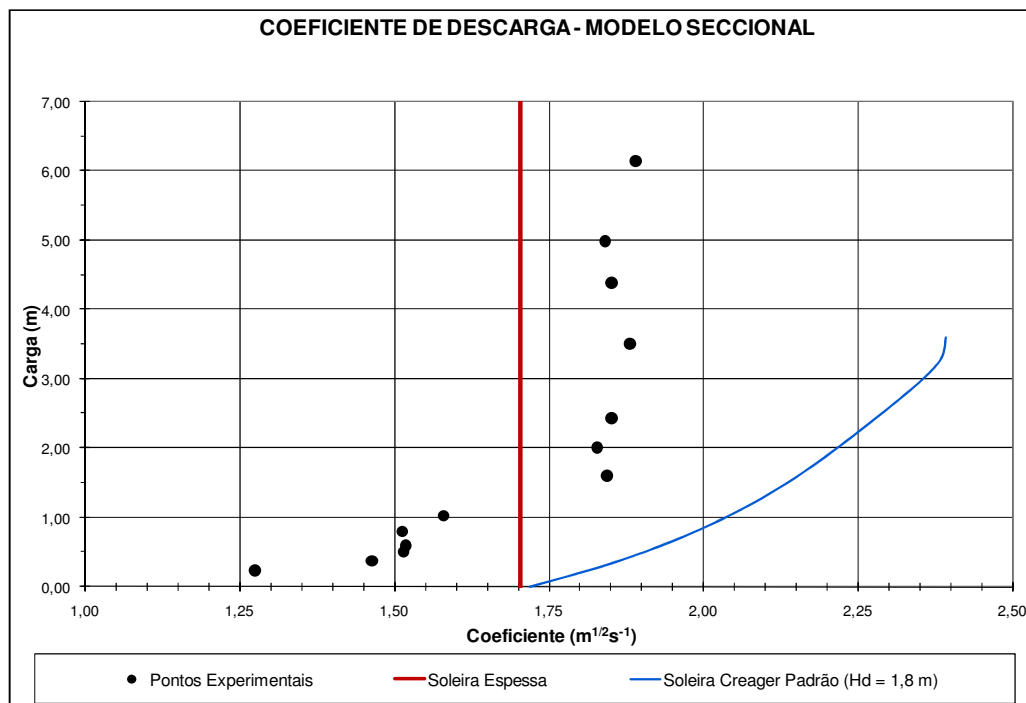


FIGURA 34 – COEFICIENTES DE DESCARGA PARA MODELO SECCIONAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

4.3.3. Soleira Trapezoidal

Na ausência de estudos específicos em soleiras trapezoidais pode-se recorrer a perfis encontrados na literatura. Coeficientes de descarga para soleiras trapezoidais com variações segundo as inclinações dos paramentos de montante (I_m) e jusante (I_j) e segundo a espessura da crista e são apresentados por Lencastre (1972, p. 362).

Um dos perfis apresentados possui as seguintes características: soleira trapezoidal com paramento de montante com inclinação 1V:1H (45°), paramento de jusante com inclinação 1V:2H (27°), espessura $e = 2$ m, e altura $P = 5$ m (dimensões de protótipo). Este perfil apresentou coeficientes próximos aos coeficientes encontrados no modelo seccional. Os valores encontrados são apresentados na tabela 4 e a figura 36 apresenta um gráfico comparativo.

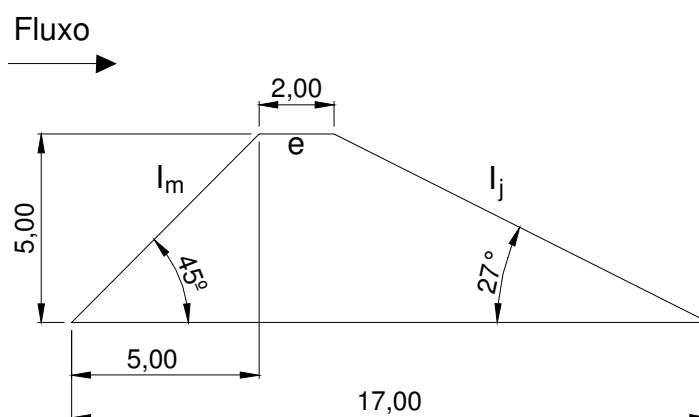


FIGURA 35 – VERTEDOIRO DE SOLEIRA TRAPEZOIDAL

FONTE: LENCASTRE (1972)

TABELA 4 – COEFICIENTES PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

FONTE: LENCASTRE (1972)

ESPESSURA $e = 2,00$ m	
DECLIVIDADE DOS PARAMENTOS	
$I_m=1/1$	$I_j=1/2$
CARGA SOBRE A SOLEIRA	COEFICIENTE DE DESCARGA
H (m)	$C_{DT} (m^{1/2} s^{-1})$
0,30	1,506
0,60	1,506
0,90	1,577
1,20	1,612
1,50	1,665
1,80	1,723
2,10	1,772
2,40	1,816
2,70	1,856
3,00	1,887
3,60	1,949
4,50	2,015

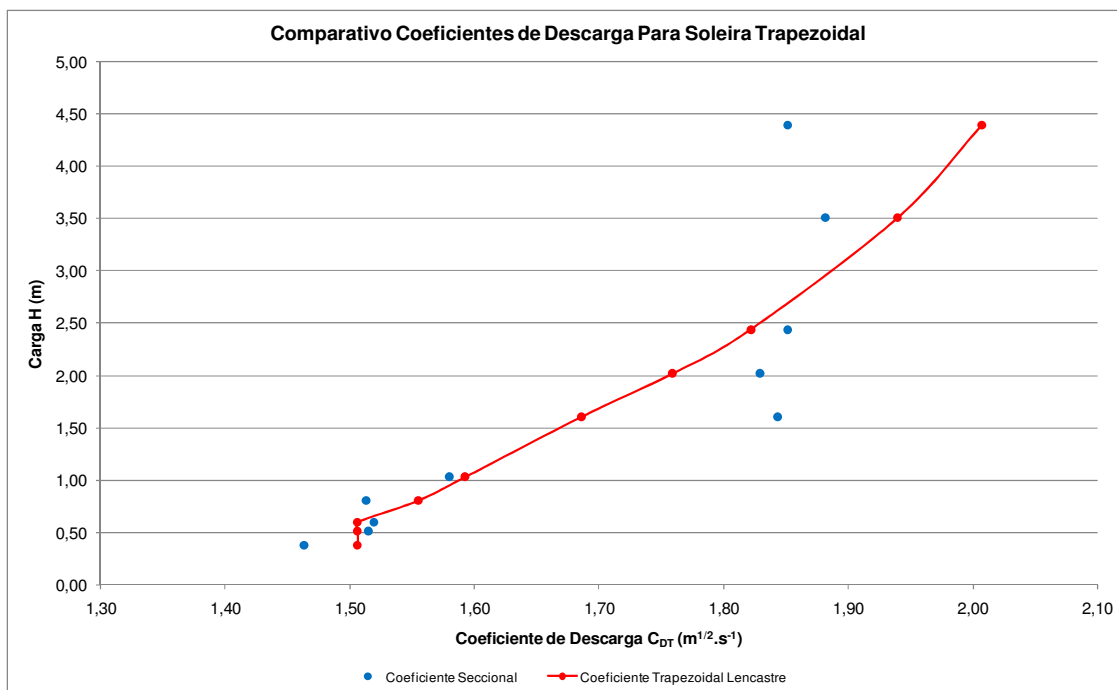


FIGURA 36 – COMPARATIVO ENTRE COEFICIENTES DE DESCARGA PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL – MODELO SECCIONAL X LENCASTRE

4.4. VERTEDOURO LIVRE

4.4.1. Arranjo modificado

Com o objetivo de viabilizar uma melhor análise do vertedouro, algumas modificações foram implantadas no modelo físico. Efetuou-se um rebaixo no terreno natural a jusante do vertedouro com o objetivo de desafogar a crista. As ilhas existentes foram removidas e a cota do terreno imediatamente a jusante do vertedouro foi rebaixada para a elevação 211 m.

No trecho inicial aumentou-se o canal no sentido de montante. Desta maneira foi possível considerar toda a extensão do vertedouro com a mesma altura em relação ao fundo. (inicialmente havia um trecho de 90 m do vertedouro

implantado a montante do canal, o que resultava em uma altura variável da soleira do vertedouro, no trecho inicial).

As modificações são apresentadas nas figuras 37 e 38.



FIGURA 37 – VERTEDOIRO LIVRE – ALTERAÇÕES EXECUTADAS NO TRECHO INICIAL DO CANAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

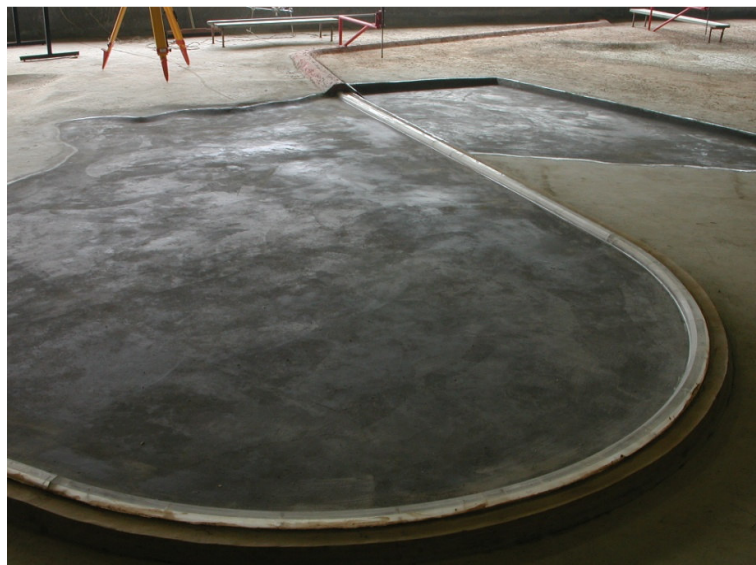


FIGURA 38 – VERTEDOIRO LIVRE – ALTERAÇÕES EXECUTADAS NO TERRENO A JUSANTE DO VERTEDOIRO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Devido à nova configuração do trecho inicial do canal houve um remanejamento dos pontos de medição desta região. Os pontos externos e eixo da L1 e externo da L2 foram relocados e ainda foi acrescentada uma nova linha (L0), para medição no extremo de montante do vertedouro. A nova marcação destes pontos é apresentada na figura 39.

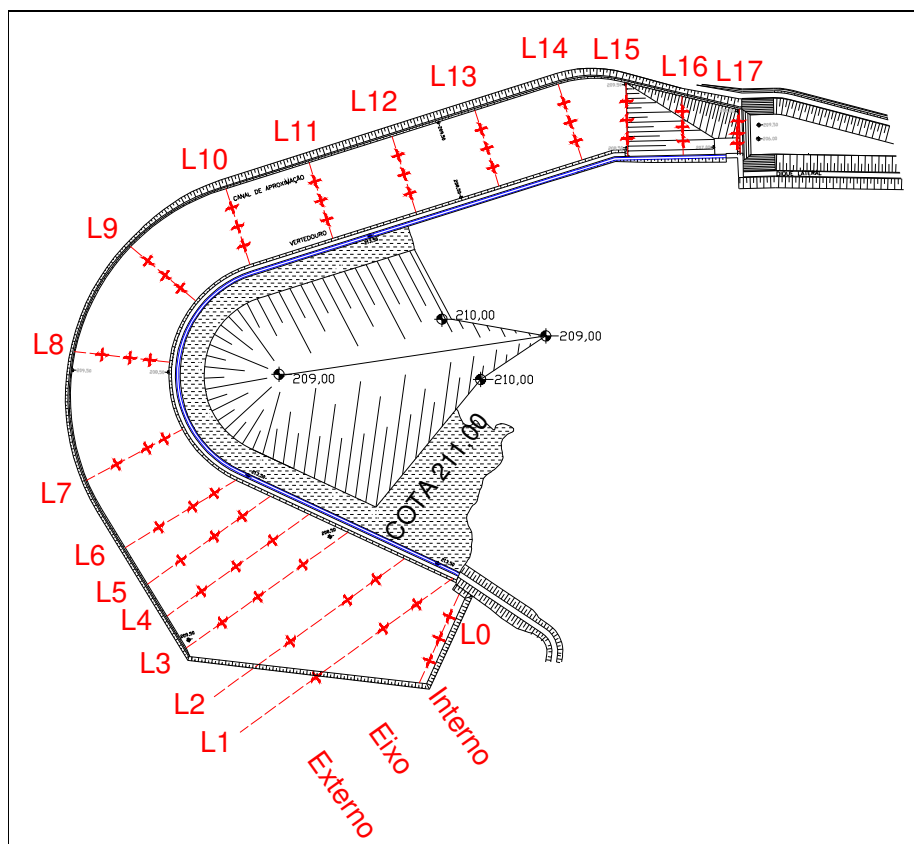


FIGURA 39 – VERTEDOURO LIVRE – REBAIXAMENTO DO PATAMAR A JUSANTE DO VERTEDOURO E RELOCAÇÃO DE PONTOS INICIAIS

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Conforme observado nas figuras 37 a 39 nota-se que esta modificação é de grande monta na obra, pois implica em uma escavação, ainda que rasa, em uma área de 55.450 m² (equivalentes a 15,40 m² no modelo), em uma região onde existem corredeiras.

A princípio esta solução não aparenta ser uma solução ambiental e economicamente viável para o aproveitamento. Possivelmente a implantação de um vertedouro convencional com comportas no trecho inicial a montante, ou mesmo a

utilização de barragens móveis (barragens infláveis, por exemplo) poderiam diminuir a vazão escoada no vertedouro lateral.

4.4.1.1. Imagens do escoamento

Com as modificações implantadas no modelo físico foram efetuados novos testes com as mesmas vazões do arranjo inicial. Algumas fotografias do escoamento estão mostradas na seqüência:

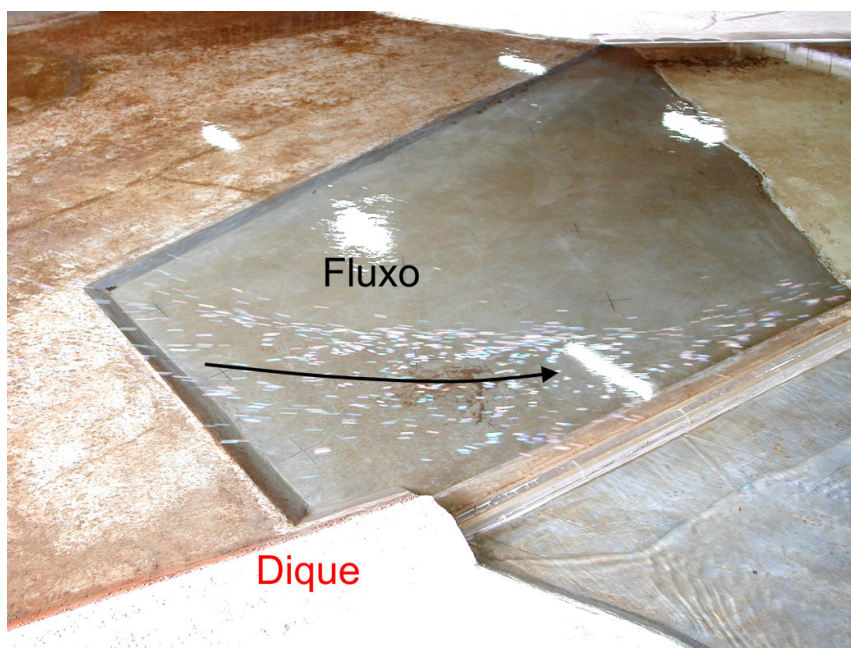


FIGURA 40 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE $720 \text{ m}^3/\text{s}$
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 41 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE $720 \text{ m}^3/\text{s}$
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 42 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE $720 \text{ m}^3/\text{s}$
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 43 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – COM VAZÃO TURBINADA

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 44 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – COM VAZÃO TURBINADA

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

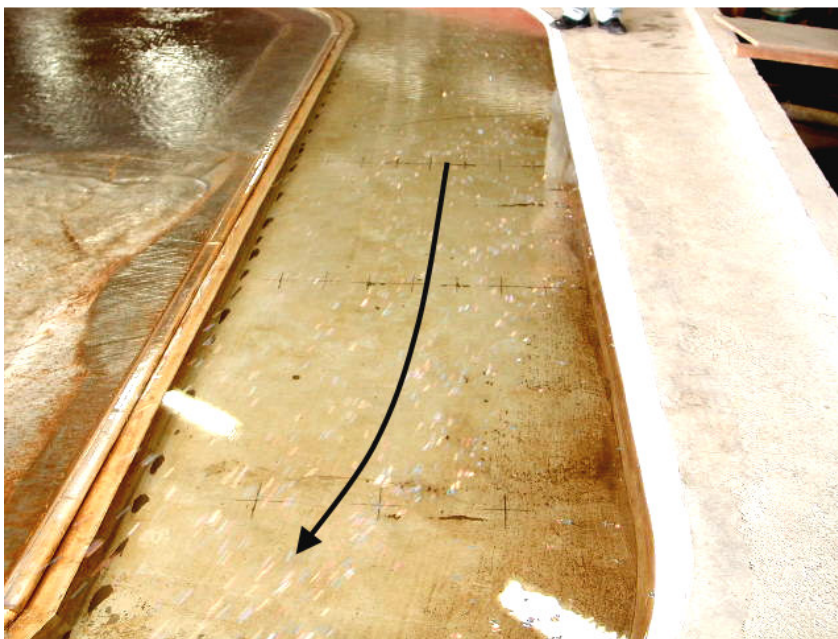


FIGURA 45 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – COM VAZÃO TURBINADA

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)



FIGURA 46 – VERTEDOIRO LIVRE – TRECHO INICIAL – VAZÃO DE $2880 \text{ m}^3/\text{s}$

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

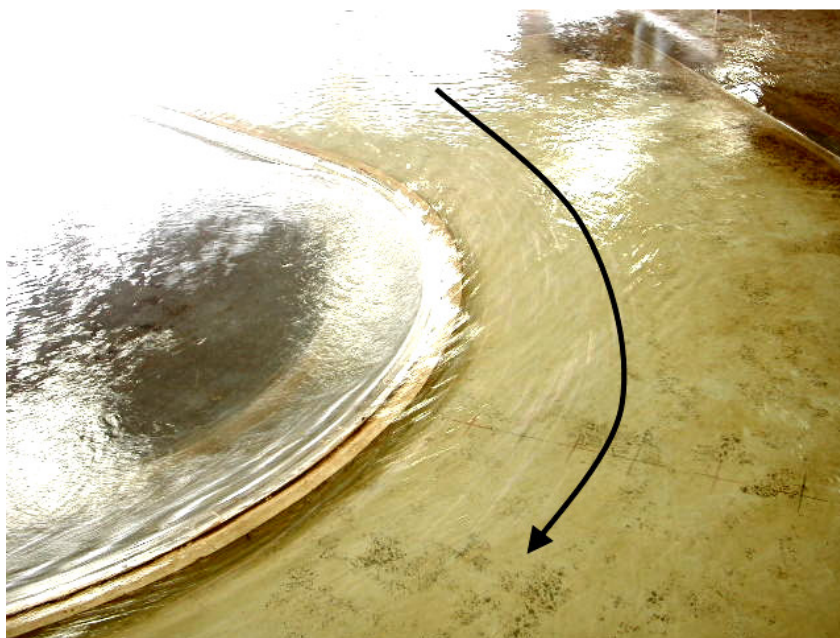


FIGURA 47 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO CURVO – VAZÃO DE 2880 m³/s
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

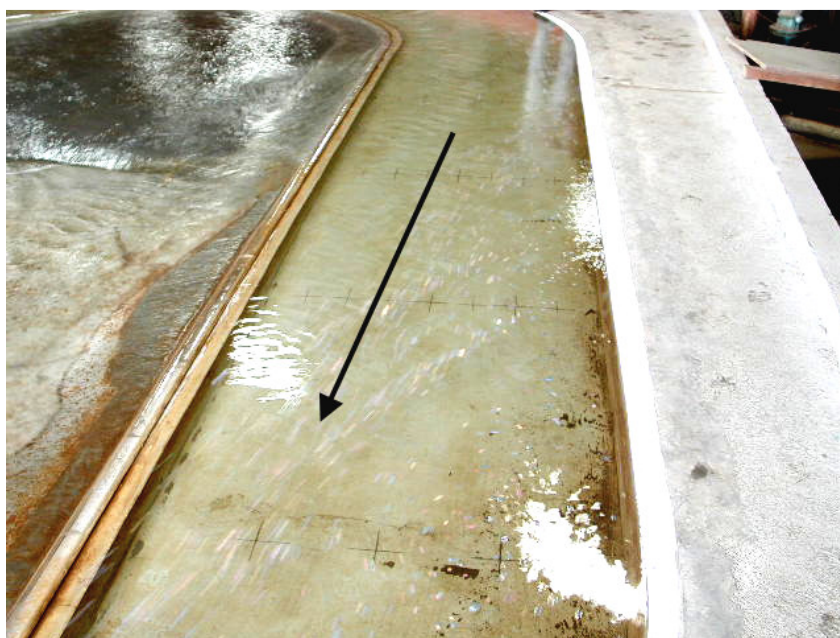


FIGURA 48 – VERTEDOURO LIVRE – TRECHO FINAL – VAZÃO DE 2880 m³/s
FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

4.4.1.2. Níveis de água medidos ao longo do canal

Para o vertedouro livre, assim como para as condições iniciais (vertedouro parcialmente afogado), foram efetuadas as leituras de níveis de água ao longo do canal, os quadros com os valores medidos estão dispostos na seqüência.

TABELA 5 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS MEDIDOS NAS PONTAS FIXAS

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	NÍVEIS PONTA HUMBOLDT (m)	NÍVEIS PONTA T.A (m)	NÍVEIS PONTA P02 (m)
540	103	214,104	214,044	213,996
540	0	214,140	214,086	214,032
720	0	214,286	214,206	214,196
1085	0	214,614	214,572	214,518
1440	103	214,926	214,794	214,734
1440	0	214,950	214,830	214,812
2880	0	216,042	216,006	215,844

TABELA 6 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA A VAZÃO DE 540 m³/s

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

DISTÂNCIA (m)	VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO		Q = 540 m³/s			Q = 540 m³/s		
	VAZÃO TURBINADA		Q = 0 m³/s			Q = 102,80 m³/s		
	LINHA	ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			
EXTERNO		EIXO	INTERNO	EXTERNO	EIXO	INTERNO		
-	L0	214,026	214,026	214,026	213,996	213,996	213,966	
0,00	L1	214,008	214,026	214,026	213,996	213,996	213,966	
37,98	L2	214,026	214,026	214,026	213,978	213,978	213,966	
87,00	L3	214,026	214,026	214,026	213,966	213,966	213,966	
120,00	L4	213,996	213,996	214,026	213,936	213,954	213,966	
153,00	L5	213,996	213,996	213,996	213,936	213,936	213,930	
184,80	L6	213,996	213,996	213,996	213,918	213,918	213,918	
243,00	L7	213,984	213,996	213,966	213,906	213,906	213,906	
315,00	L8	214,008	213,996	213,966	213,918	213,906	213,906	
386,40	L9	213,966	213,966	213,978	213,906	213,888	213,888	
463,14	L10	213,966	213,966	213,978	213,906	213,906	213,888	
539,40	L11	213,966	213,966	213,966	213,906	213,906	213,906	
615,60	L12	213,966	213,966	213,966	213,906	213,906	213,906	
692,40	L13	213,966	213,966	213,966	213,906	213,906	213,906	
768,60	L14	213,966	213,966	213,966	213,912	213,912	213,906	
845,10	L15	213,966	213,966	213,966	213,906	213,906	213,906	
894,60	L16	213,966	213,966	213,966	213,912	213,912	213,906	
943,80	L17	213,966	213,966	213,966	213,900	213,906	213,900	

TABELA 7 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 720 m³/s E 1085 m³/s

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

DISTÂNCIA (m)	VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO		Q =720 m³/s			1085 m³/s		
	VAZÃO TURBINADA		Q = 0 m³/s			Q = 0 m³/s		
	LINHA	ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			
EXTERNO		EIXO	INTERNO	EXTERNO	EIXO	INTERNO		
-	L0	214,140	214,152	214,170	214,458	214,488	214,536	
0,00	L1	214,122	214,170	214,200	214,428	214,548	214,548	
37,98	L2	214,134	214,140	214,188	214,428	214,488	214,488	
87,00	L3	214,092	214,140	214,146	214,368	214,428	214,398	
120,00	L4	214,086	214,122	214,134	214,350	214,380	214,410	
153,00	L5	214,092	214,098	214,128	214,332	214,350	214,380	
184,80	L6	214,098	214,080	214,080	214,350	214,332	214,332	
243,00	L7	214,128	214,086	214,074	214,350	214,320	214,260	
315,00	L8	214,116	214,110	214,086	214,320	214,290	214,230	
386,40	L9	214,128	214,092	214,074	214,320	214,290	214,260	
463,14	L10	214,086	214,122	214,080	214,320	214,290	214,320	
539,40	L11	214,116	214,110	214,092	214,320	214,320	214,320	
615,60	L12	214,134	214,134	214,128	214,320	214,320	214,326	
692,40	L13	214,134	214,128	214,128	214,320	214,326	214,326	
768,60	L14	214,134	214,128	214,128	214,320	214,326	214,326	
845,10	L15	214,134	214,128	214,128	214,320	214,326	214,320	
894,60	L16	214,134	214,128	214,128	214,332	214,320	214,326	
943,80	L17	214,134	214,134	214,128	214,326	214,320	214,326	

TABELA 8 – VERTEDOURO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 1440 m³/s

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

DISTÂNCIA (m)	VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO		1440 m³/s			Q = 1440 m³/s		
	VAZÃO TURBINADA		Q = 102,80 m³/s			Q = 0 m³/s		
	LINHA	ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS (m)			
EXTERNO		EIXO	INTERNO	EXTERNO	EIXO	INTERNO		
-	L0	214,602	214,632	214,674	214,620	214,710	214,740	
0,00	L1	214,440	214,650	214,728	214,560	214,710	214,740	
37,98	L2	214,554	214,566	214,668	214,590	214,710	214,740	
87,00	L3	214,488	214,554	214,566	214,530	214,590	214,620	
120,00	L4	214,392	214,494	214,500	214,500	214,560	214,560	
153,00	L5	214,434	214,446	214,434	214,530	214,500	214,530	
184,80	L6	214,428	214,428	214,386	214,500	214,470	214,470	
243,00	L7	214,470	214,380	214,368	214,500	214,470	214,410	
315,00	L8	214,452	214,392	214,326	214,500	214,500	214,350	
386,40	L9	214,410	214,380	214,308	214,470	214,410	214,350	
463,14	L10	214,392	214,368	214,308	214,410	214,410	214,380	
539,40	L11	214,392	214,428	214,386	214,470	214,470	214,440	
615,60	L12	214,440	214,446	214,434	214,470	214,470	214,470	
692,40	L13	214,470	214,470	214,452	214,560	214,560	214,578	
768,60	L14	214,470	214,488	214,488	214,542	214,542	214,542	
845,10	L15	214,452	214,458	214,446	214,542	214,560	214,530	
894,60	L16	214,446	214,488	214,452	214,590	214,542	214,542	
943,80	L17	214,488	214,482	214,488	214,590	214,578	214,560	

TABELA 9 – VERTEDOIRO LIVRE – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO PARA AS VAZÕES DE 2880 m³/s

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

DISTÂNCIA (m)	VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO		Q = 2880 m ³ /s		
	VAZÃO TURBINADA		Q = 0 m ³ /s		
	LINHA	ELEVACÃO DOS NÍVEIS (m)	EXTERNO	EIXO	INTERNO
-	L0	215,496	215,670	215,730	
0,00	L1	215,268	215,682	215,478	
37,98	L2	215,316	215,634	215,694	
87,00	L3	215,040	215,202	215,436	
120,00	L4	215,028	215,130	215,310	
153,00	L5	215,010	215,070	215,142	
184,80	L6	215,106	215,016	215,010	
243,00	L7	215,040	214,896	214,758	
315,00	L8	215,028	214,926	214,704	
386,40	L9	214,944	214,800	214,584	
463,14	L10	214,848	214,800	214,560	
539,40	L11	214,944	214,914	214,872	
615,60	L12	215,018	215,042	215,012	
692,40	L13	215,048	215,024	215,030	
768,60	L14	215,060	215,060	215,012	
845,10	L15	215,024	215,048	215,024	
894,60	L16	215,030	215,018	215,018	
943,80	L17	215,030	215,042	215,060	

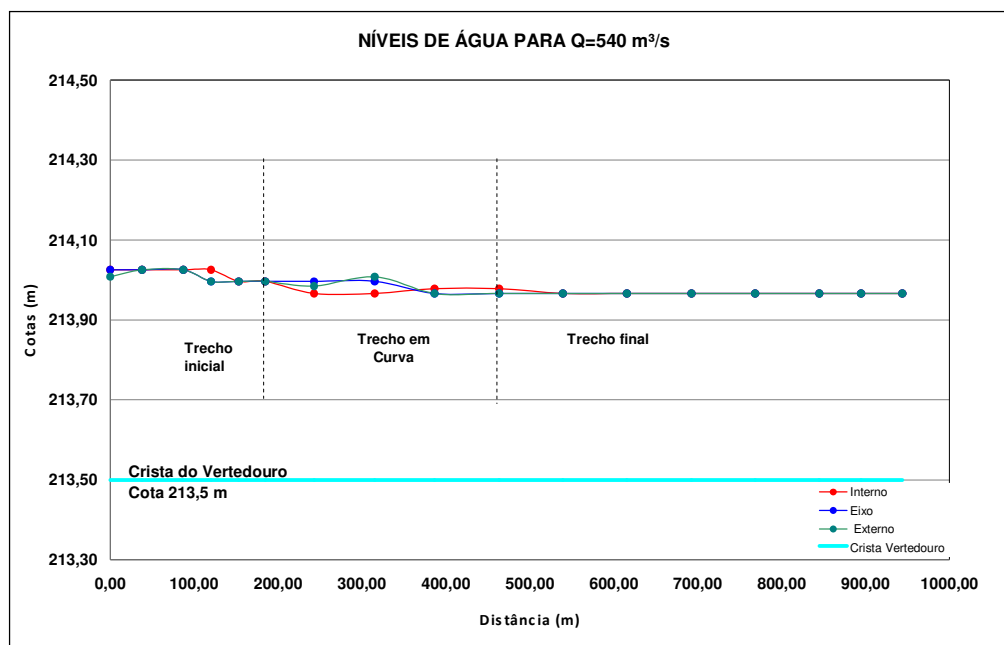


FIGURA 49 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE 540 m³/s – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

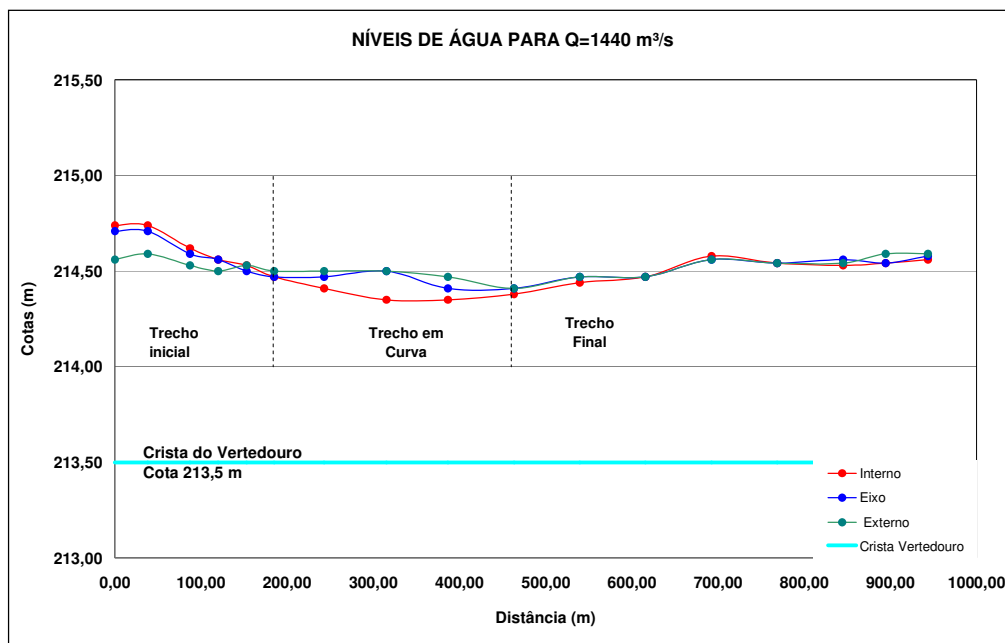


FIGURA 50 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE $1440 \text{ m}^3/\text{s}$ – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

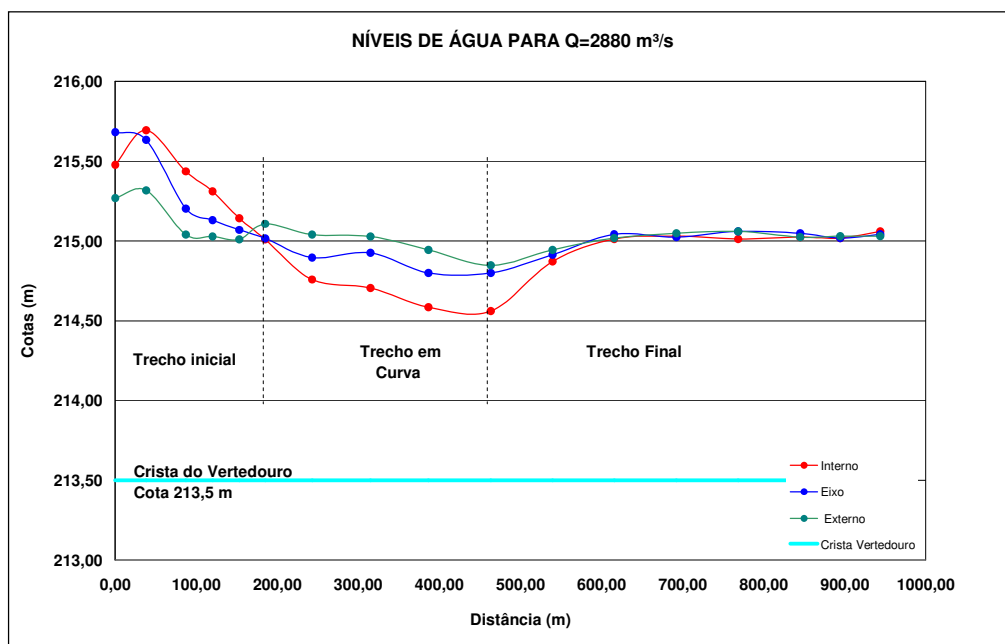


FIGURA 51 – VERTEDOIRO LIVRE – VAZÃO DE $2880 \text{ m}^3/\text{s}$ – NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

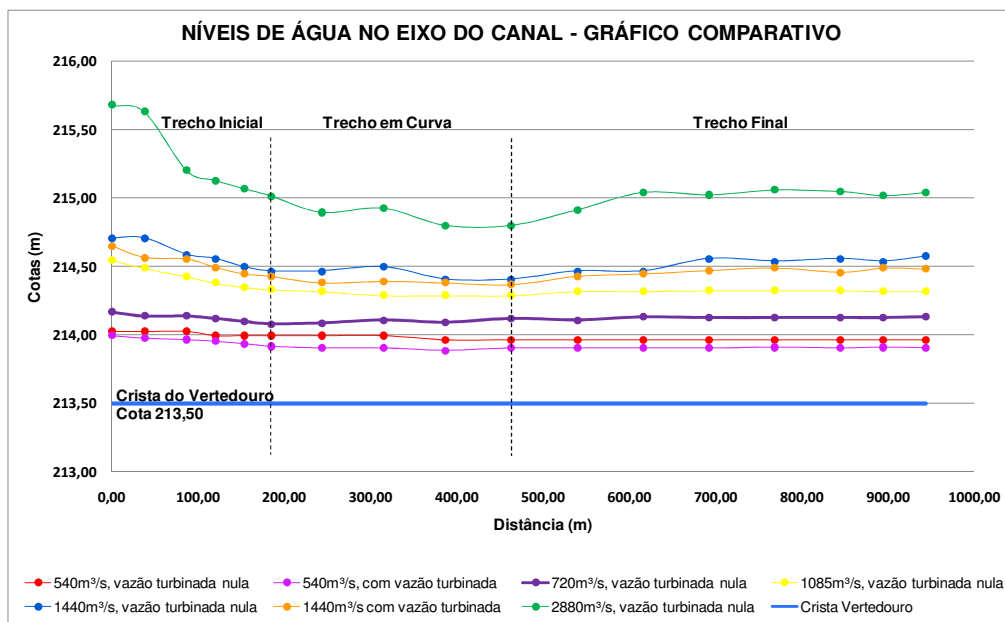


FIGURA 52 – VERTEDOIRO LIVRE – COMPARATIVO ENTRE NÍVEIS DE ÁGUA MEDIDOS AO LONGO DO CANAL DE APROXIMAÇÃO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Obs.: A classificação em trechos inicial, curvo e final é baseada na geometria do canal e corresponde às linhas L1 e L6, L6 a L10 e L10 a L17 respectivamente.

4.4.1.3. Velocidades ao longo do canal

Para caracterizar o escoamento ao longo do canal foram realizadas medições de velocidades nos mesmos pontos onde foram determinados níveis de água. As medições foram efetuadas na superfície (setas indicadas em azul claro) e no fundo (setas em azul escuro) do canal. Todos os testes de medição de velocidades foram realizados com vazão turbinada nula. Os gráficos a seguir demonstram a direção e intensidade da velocidade nos pontos pré-estabelecidos:

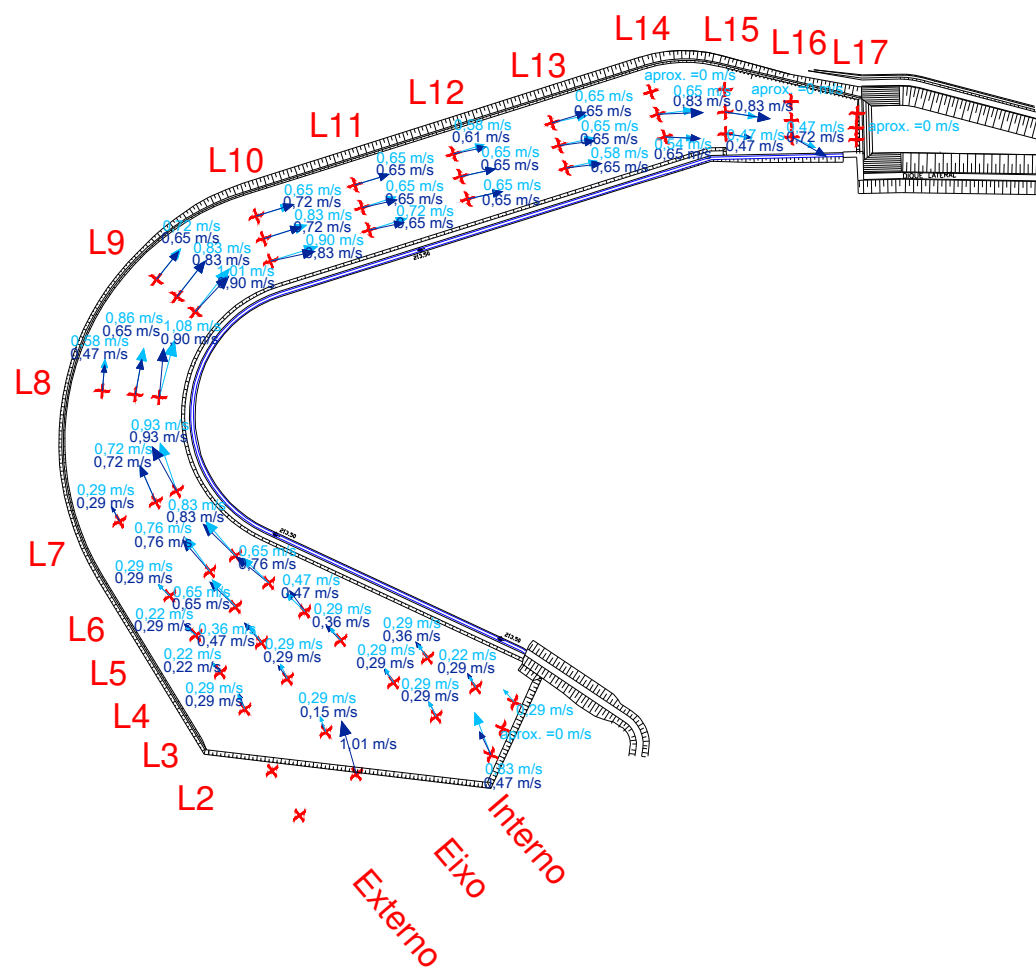


FIGURA 53 – VERTEDOURO LIVRE – $Q = 540 \text{ m}^3/\text{s}$ – VARIAÇÃO DE VELOCIDADES AO LONGO DO CANAL

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

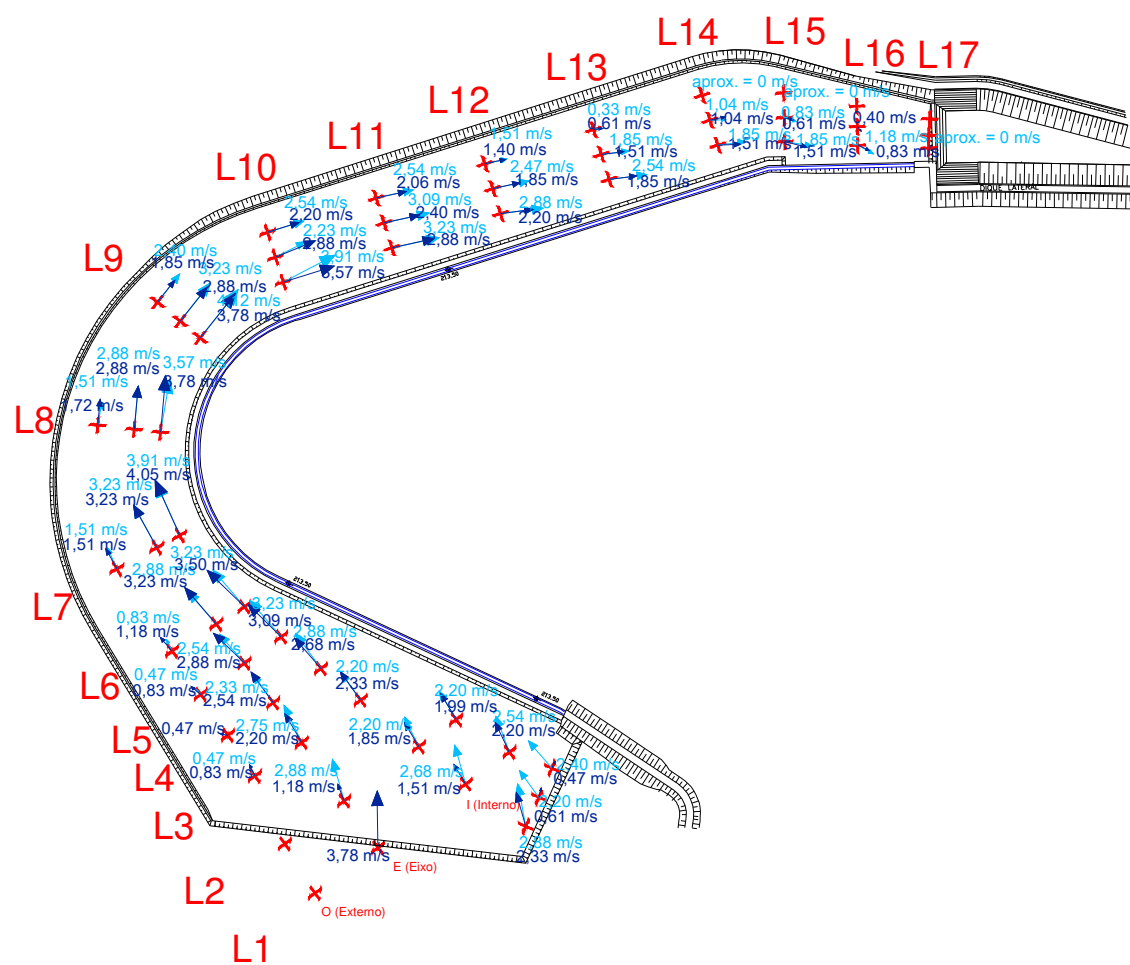


FIGURA 55 – VERTEDOURO LIVRE – $Q = 2880 \text{ m}^3/\text{s}$ – VARIAÇÃO DE VELOCIDADES AO LONGO DO CANAL
 FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

Com a realização das medições de velocidades foi possível caracterizar o escoamento e observar a distribuição das velocidades segundo a geometria do canal:

- Foi notável a existência de uma área de baixa velocidade (ou até mesmo estagnação para as vazões mais baixas) nos pontos externos compreendidos entre as linhas L3 a L6, demonstrando que esta região do canal está subutilizada;
- Notou-se também que o escoamento na curva concentrou-se no bordo interno, local onde as velocidades atingiram valores mais elevados, níveis mais baixos e tendência a manter sua direção paralela ao eixo do canal. Devido a estas características pode-se esperar uma capacidade de descarga menor de um vertedouro lateral locado na curva, se comparado com um vertedouro lateral locado em um trecho retilíneo;
- O trecho final (compreendido entre as linhas L10 a L17) teve uma diminuição de velocidades conforme o desenvolvimento do canal (comportamento próprio de um vertedouro lateral com escoamento subcrítico). Ao final deste trecho as velocidades medidas foram baixas, ou até nulas em determinados pontos.

4.4.1.4. Vazões em trechos específicos do canal

Para uma análise mais detalhada do vertedouro foram realizadas medições de vazões em trechos específicos do canal. Para esta avaliação foram acrescentados 4 pontos de medição nas seções correspondentes às linhas L6, L8, L10, L11, L12 e L13 e efetuadas leituras de velocidades em três profundidades distintas: fundo, intermediária e superfície. Para o cálculo da vazão foi considerado o somatório do produto das velocidades pelo valor das áreas correspondentes (método de integração gráfica). Ao final obteve-se a vazão passante e a vazão vertida nos trechos considerados. As vazões obtidas estão dispostas nas figuras 56 a 58.

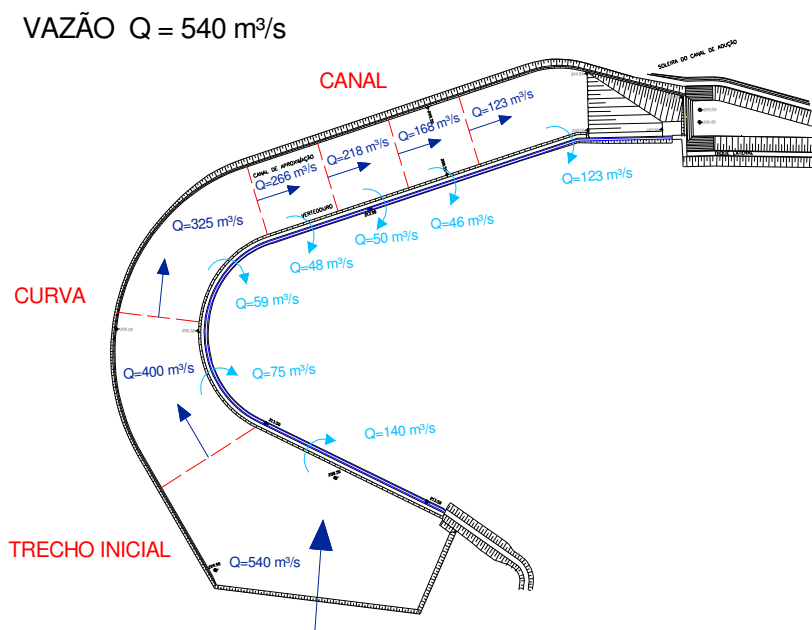


FIGURA 56 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOIRO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $540 \text{ m}^3/\text{s}$

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

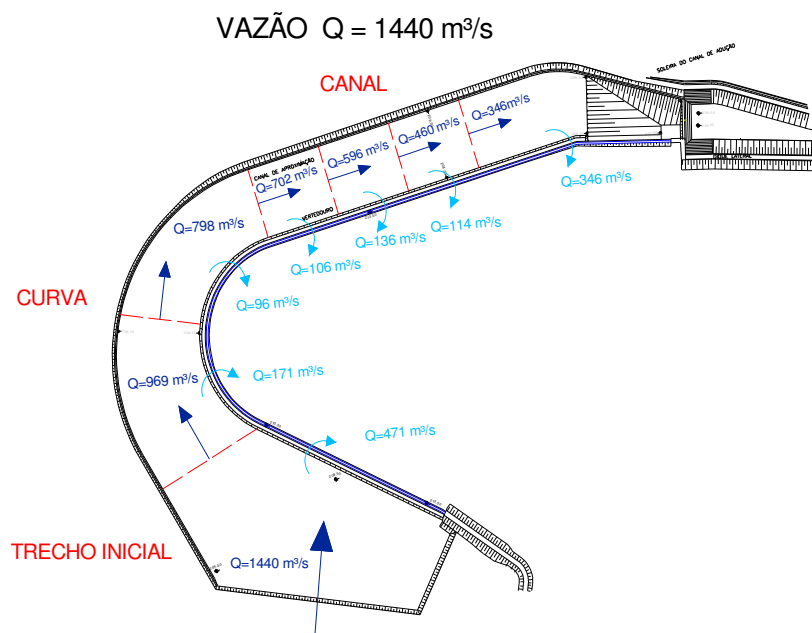


FIGURA 57 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOIRO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $1440 \text{ m}^3/\text{s}$

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

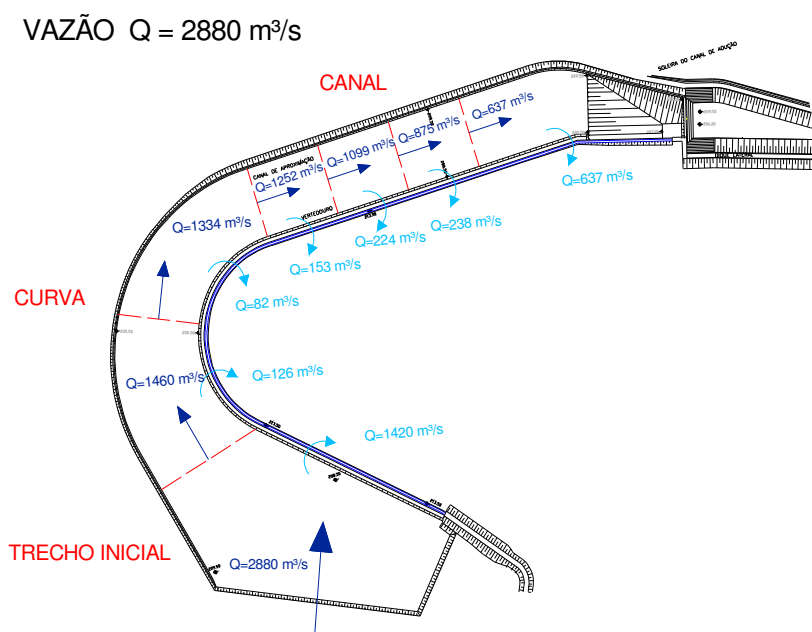


FIGURA 58 – VAZÕES MEDIDAS POR TRECHO DO VERTEDOURO – VAZÃO DE ALIMENTAÇÃO $2880 \text{ m}^3/\text{s}$

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

A tabela 10 apresenta um resumo das vazões medidas por trecho no vertedouro:

TABELA 10 – VAZÕES VERTIDAS POR TRECHO

FONTE: FABIANI *et al.* (2008)

VERTIMENTO POR TRECHO			
VAZÃO TOTAL VERTIDA (m^3/s)	TRECHO INICIAL (m^3/s)	TRECHO CURVO (m^3/s)	TRECHO FINAL (m^3/s)
432	134,25	93,51	204,04
540	139,71	133,60	266,68
720	227,79	140,41	351,80
1085	354,08	180,74	550,18
1333	505,64	180,23	645,93
1440	514,01	221,90	704,09
2880	1419,60	207,80	1252,60

TABELA 11 – VAZÕES ESPECÍFICAS POR TRECHO

VAZÕES ESPECÍFICAS POR TRECHO			
VAZÃO TOTAL VERTIDA (m ³ /s)	TRECHO INICIAL (m ³ /s)	TRECHO CURVO (m ³ /s)	TRECHO FINAL (m ³ /s)
432	0,647	0,405	0,473
540	0,673	0,578	0,618
720	1,097	0,608	0,815
1085	1,706	0,782	1,274
1333	2,436	0,780	1,496
1440	2,476	0,960	1,630
2880	6,839	0,899	2,901

TABELA 12 – COMPARATIVO PERCENTUAL DO VERTIMENTO POR TRECHO

PERCENTUAL RELATIVO AO TOTAL VERTIDO			
VAZÃO TOTAL VERTIDA (m ³ /s)	TRECHO INICIAL (m ³ /s)	TRECHO CURVO (m ³ /s)	TRECHO FINAL (m ³ /s)
432	31,09%	21,66%	47,25%
540	25,87%	24,74%	49,39%
720	31,64%	19,50%	48,86%
1085	32,63%	16,66%	50,71%
1333	37,94%	13,52%	48,46%
1440	35,70%	15,41%	48,90%
2880	49,29%	7,22%	43,49%

Através das tabelas 10 e 11 evidencia-se que o aumento na vazão passante no canal proporciona um decréscimo na capacidade de descarga no trecho curvo. Também é possível concluir que este trecho possui baixo desempenho, se comparado aos outros trechos do vertedouro.

4.4.1.5. Resultados Finais

Com as modificações executadas no modelo pode-se verificar que:

- Segundo os resultados mostrados nas tabelas 2, 6, 8, e 9 é possível constatar que houve uma diminuição dos níveis no canal em relação aos testes anteriores em que o terreno a jusante do vertedouro estava elevado. Como exemplo cita-se as diferenças entre os níveis no ponto do eixo da linha L1 (região de montante), para as vazões $540\text{m}^3/\text{s}$, $1440\text{m}^3/\text{s}$ e $2880\text{m}^3/\text{s}$, que resultaram em 0,04 m, 0,21 m e 0,40 m respectivamente;
- A região de estagnação do fluxo na entrada do canal permaneceu, mesmo para as vazões maiores;
- A soleira ficou livre e não houve fluxo de retorno no canal a jusante da curva.

O escoamento no vertedouro apresentou diferentes características conforme a geometria do canal:

- No trecho inicial verificou-se um comportamento mais próximo a um vertedouro convencional (locado transversalmente ao fluxo) do que um vertedouro lateral;
- No trecho curvo foi notada uma reduzida capacidade de descarga relativa ao vertedouro em sua totalidade. Também foi notada uma decrescente descarga neste trecho conforme o aumento da vazão passante no canal. Estas propriedades podem ser atribuídas às características do escoamento em curva;
- O trecho final do vertedouro apresentou um comportamento típico de um vertedouro lateral, considerando-se um escoamento subcrítico. As velocidades foram decrescentes e os níveis se elevaram, conforme o desenvolvimento do canal.

No próximo capítulo os níveis e as vazões parciais obtidos em modelo, trecho a trecho, serão confrontados com resultados teóricos através da aplicação de diferentes metodologias.

5 DESENVOLVIMENTO DE METODOLOGIA E PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Tendo como ponto de partida os resultados obtidos em modelo físico, buscou-se determinar uma equação que melhor representasse as características do vertedouro. Apesar do conhecimento prévio das simplificações envolvidas para o cálculo da vazão vertida (mais especificamente para o cálculo do coeficiente de descarga do vertedouro), fizeram-se algumas tentativas para verificação da validade dessas equações.

Algumas dificuldades foram encontradas na aplicação dos métodos existentes, principalmente devido à escala restrita dos parâmetros utilizados. Outro fator agravante foi o fato de que a maioria das metodologias foi testada, elaborada e validada em canais retilíneos, retangulares com largura constante e soleira delgada, além de aberturas de pequenos comprimentos frente ao comprimento total do canal em estudo.

Notou-se também que o vertedouro não apresentou o comportamento de um vertedouro lateral convencional em toda sua extensão, e que por esta razão houve a necessidade de uma análise diferenciada para cada trecho em questão.

Dada a complexidade em uma análise única, optou-se por dividir o vertedouro em três principais segmentos: trecho inicial, trecho curvo e trecho final. A divisão foi baseada na geometria em planta do canal e nas características do escoamento, atribuindo-se comportamentos hidráulicos diversificados a cada trecho.

Nos tópicos a seguir busca-se uma solução teórica de melhor enquadramento com as características de escoamento nos diferentes trechos. Devido ao tipo de escoamento (subcrítico) a análise será realizada de jusante para montante.

5.1. TRECHO FINAL

O último trecho do vertedouro a ser considerado é o canal final delimitado pelas linhas L10 a L17 da figura 39 compreendendo uma extensão de 431,83 m.

Como simplificação, o canal foi considerado retilíneo em toda sua extensão, possuindo uma altura de soleira de 5 m. A cota da linha de energia foi considerada coincidente com os níveis de água no canal a jusante do vertedouro (linha L17), devido às velocidades encontradas serem baixas ou nulas.

Devido à maior consideração de diferentes parâmetros da estrutura de um vertedouro lateral e por utilizar valores de níveis, vazões e número de Froude a jusante do canal, as equações e procedimentos de May e o coeficiente de descarga de Hager foram utilizados nas avaliações de níveis e vazões vertidas ao longo do vertedouro.

May *et al.* (2003, p. 117) propõe o seguinte procedimento de cálculo para a determinação da capacidade do fluxo e dos perfis da linha de água de um vertedouro lateral, com as condições iniciais do fluxo subcrítico conhecidas:

- Calcular o coeficiente de descarga por alguma equação teórica definida;
- Assumir valores médios de $u/v = 1,84$, e com a utilização da equação (50) $\beta = 1,23$;
- Integrar numericamente as equações (41) ou (49) e (43) para determinar o perfil do nível de água ao longo do vertedouro, bem como a vazão vertida pelo vertedouro lateral (Q_{vert}).

Seguiu-se o procedimento descrito utilizando-se as equações de coeficientes de descarga que consideram a espessura e o formato da soleira, (HAGER, 1987 e MAY *et al.*, 2003 para soleira espessa), utilizando-se a equação do fluxo espacialmente variado derivada da energia e da quantidade de movimento, equações (41), (43) e (49) integrando-se numericamente através do método de Runge-Kutta para um sistema de equações. Utilizaram-se ainda os seguintes parâmetros:

- Passo $t = 0,1$ na equação de Runge-Kutta;
- Coeficiente de Manning para concreto, $n = 0,018 \text{ m}^{-1/3}.\text{s}$.

Como condições iniciais foram utilizadas as vazões e leituras de níveis de jusante (ponto do eixo da linha L17) do modelo físico. Os resultados teóricos obtidos estão apresentados nas tabelas 13 a 16.

TABELA 13 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{\text{teórica}}/Q_{\text{experimental}}$
540	103	204	176	86,35%
540	0	267	224	83,89%
720	0	352	346	98,37%
1085	0	550	502	91,17%
1440	103	646	642	99,40%
1440	0	704	766	108,73%
2880	0	1253	1272	101,54%

TABELA 14 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE HAGER PARA SOLEIRA ESPESSA

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{\text{teórica}}/Q_{\text{experimental}}$
540	103	204	153	74,74%
540	0	267	198	74,41%
720	0	352	306	87,11%
1085	0	550	444	80,64%
1440	103	646	550	85,12%
1440	0	704	659	93,58%
2880	0	1253	1105	88,22%

TABELA 15 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	172	84,23%
540	0	267	221	82,88%
720	0	352	339	96,41%
1085	0	550	486	88,39%
1440	103	646	602	93,18%
1440	0	704	725	103,01%
2880	0	1253	1161	92,73%

TABELA 16 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE HAGER PARA SOLEIRA ESPESSA

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	149	73,21%
540	0	267	197	73,70%
720	0	352	302	85,73%
1085	0	550	433	78,68%
1440	103	646	524	81,10%
1440	0	704	634	89,99%
2880	0	1253	1028	82,09%

Dos resultados obtidos foi notório um melhor ajuste pelos coeficientes de May para soleira espessa, utilizando-se a equação do fluxo espacialmente variado em sua forma derivada a partir do princípio da quantidade de movimento. Buscando-se ainda uma melhoria na previsão da vazão vertida utilizou-se a equação (78), para adaptação do parâmetro η para uma soleira específica. Desta maneira utilizou-se a formulação de Rehbock (equação (79)) para um vertedouro de soleira espessa e o coeficiente para soleira trapezoidal obtido no modelo seccional. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 17.

TABELA 17 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	204	177	86,59%
540	0	267	225	84,36%
720	0	352	349	99,08%
1085	0	550	504	91,69%
1440	103	646	645	99,85%
1440	0	704	769	109,27%
2880	0	1253	1286	102,70%

Para esta resolução são apresentados os níveis teóricos em comparação com os níveis obtidos em modelo físico:

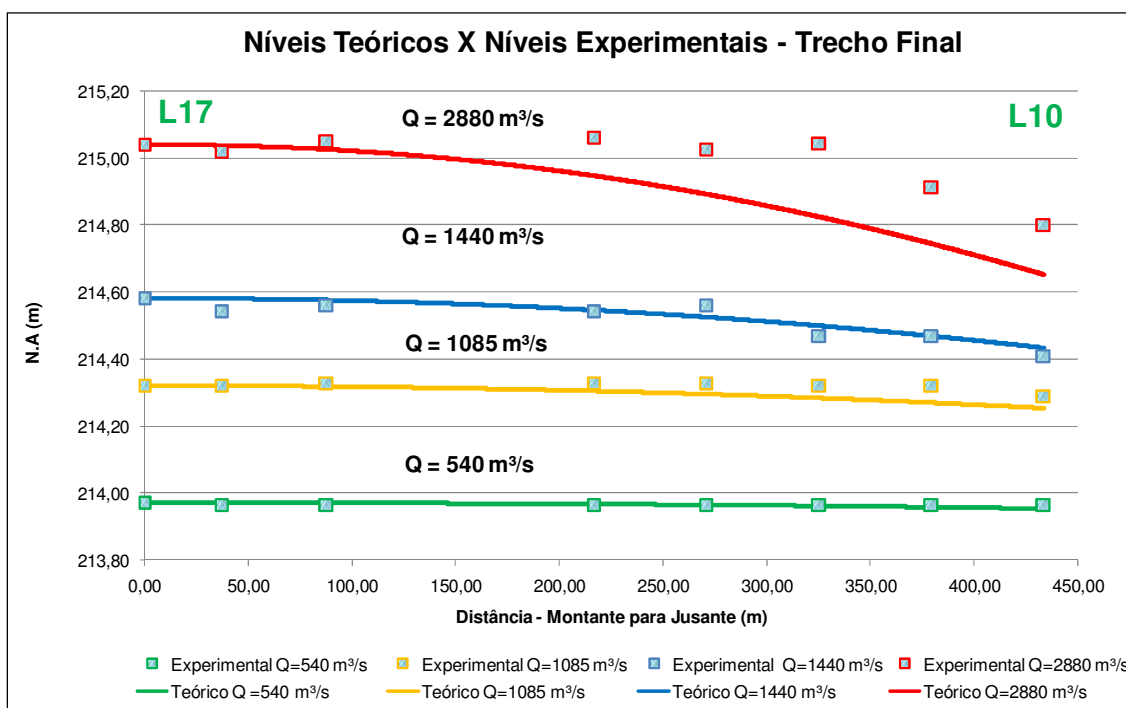


FIGURA 59 – TRECHO FINAL DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – EFEV DERIVADA DO PRINCÍPIO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO – COEFICIENTE DE MAY PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

Pode-se concluir que a formulação de May, levando em conta o ajuste da soleira, apresentou uma sensível melhora com os dados experimentais, se comparada com a consideração de soleira espessa (tratando-se de níveis atingidos no canal e vazões vertidas por trecho).

Acrescenta-se ainda que a equação do fluxo espacialmente variado derivada da quantidade de movimento apresentou bons resultados, mesmo para um canal extenso e com grande largura. Também através desta equação é possível levar em conta a variação da energia ao longo do canal, hipótese não considerada na derivação da equação através da conservação de energia.

5.2. TRECHO CURVO

O trecho curvo do vertedouro, compreendido entre as linhas L6 e L10 da figura 39, com uma extensão de 231 m e com raio médio de 142 m apresentou um comportamento atípico para um vertedouro lateral sob escoamento subcrítico.

Anteriormente às aplicações citadas (itens 5.2.1 e 5.2.2) foram realizadas diversas tentativas que visavam um bom ajuste teórico quanto às vazões descarregadas e níveis atingidos ao longo do canal, confrontados com os resultados obtidos experimentalmente em modelo reduzido.

Foram feitas tentativas utilizando o *Standard Step Method* em conjunto com coeficientes de descarga empíricos apresentados no item 3.2.5, contudo os resultados não foram satisfatórios e apresentaram grande divergência com os resultados experimentais.

Outra tentativa foi efetuada buscando a dedução da equação da quantidade de movimento em duas direções, x e y, para que todos os esforços e efeitos presentes na curva de um canal fossem verificados. Contudo devido ao grande número de variáveis e a complexidade na determinação dessa equação essa tentativa foi descartada.

5.2.1. Aplicação da equação do fluxo espacialmente variado

Para estimação dos níveis e vazões vertidas não foi possível utilizar a equação do fluxo espacialmente variado derivada do princípio das quantidades de movimento, uma vez que esta não leva em conta esforços adicionais existentes na curva, como a força gerada pela força centrífuga. Também na determinação desta equação não é considerada a existência de esforços e efeitos em duas direções distintas (plano xy), que ocorrem em uma curva. Devido a estas dificuldades e dada à complexidade para determinação desta equação com esforços e direções adicionais, recorreu-se a utilização da equação da energia.

Inicialmente utilizou-se a forma original da equação do fluxo espacialmente variado derivada da equação da energia, contudo, conforme a tabela 18 verifica-se que os resultados obtidos não foram satisfatórios.

TABELA 18 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA – TRECHO CURVO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	94	89	95,65%
540	0	134	120	89,92%
720	0	140	158	112,56%
1085	0	181	256	141,77%
1440	103	180	245	136,19%
1440	0	222	277	124,99%
2880	0	208	413	198,77%

Com a utilização da equação em sua forma original fica notória a superestimação da vazão para o trecho curvo. Para um melhor ajuste desta equação, neste trecho, se faz necessária a consideração dos efeitos do fluxo em um canal curvo. Essa diferenciação do escoamento no vertedouro lateral em um canal curvilíneo se deu principalmente por uma concentração do fluxo na região próxima ao bordo interno da curva.

Através das observações em modelo físico (figuras 41, 44 e 47), notou-se uma área de estagnação no bordo externo, onde houve acúmulo de resíduos.

Também através dos estudos de Shukry (figura 6), fica notório o condicionamento de uma velocidade elevada no bordo interno e velocidades cada vez menores à medida que se afasta da região interna da curva.

Também através das medições de velocidades no modelo físico confirmou-se esta significativa diminuição de velocidade no bordo externo, conforme apresentado nas figuras 60 a 62.

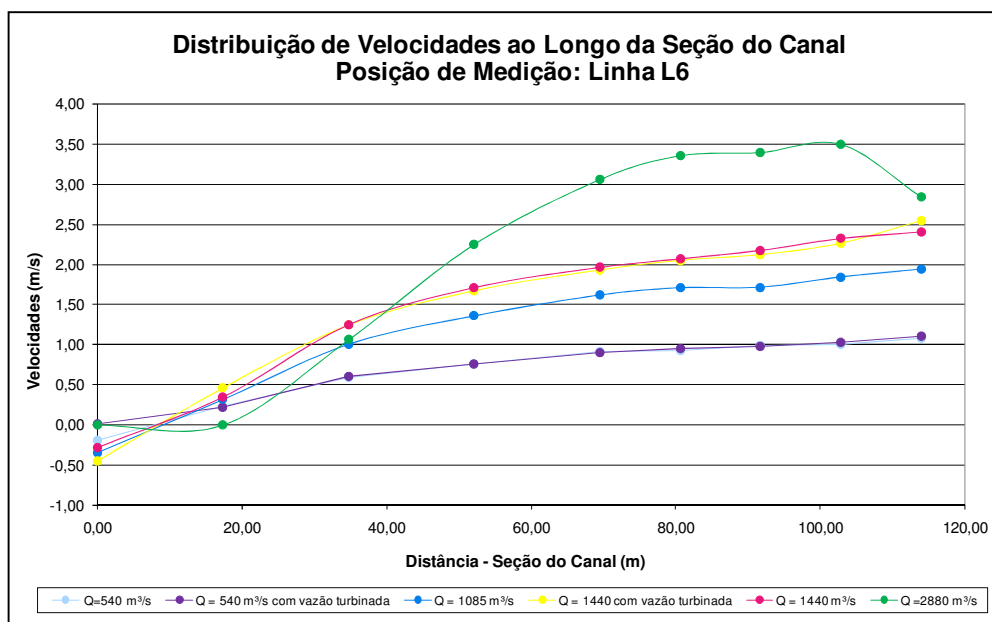


FIGURA 60 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L6

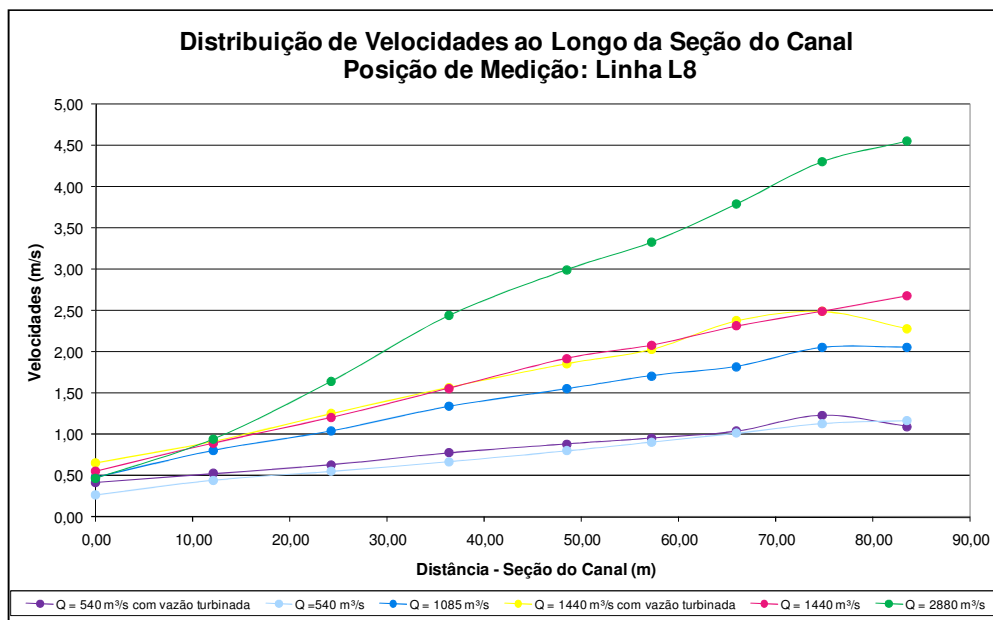


FIGURA 61 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L8

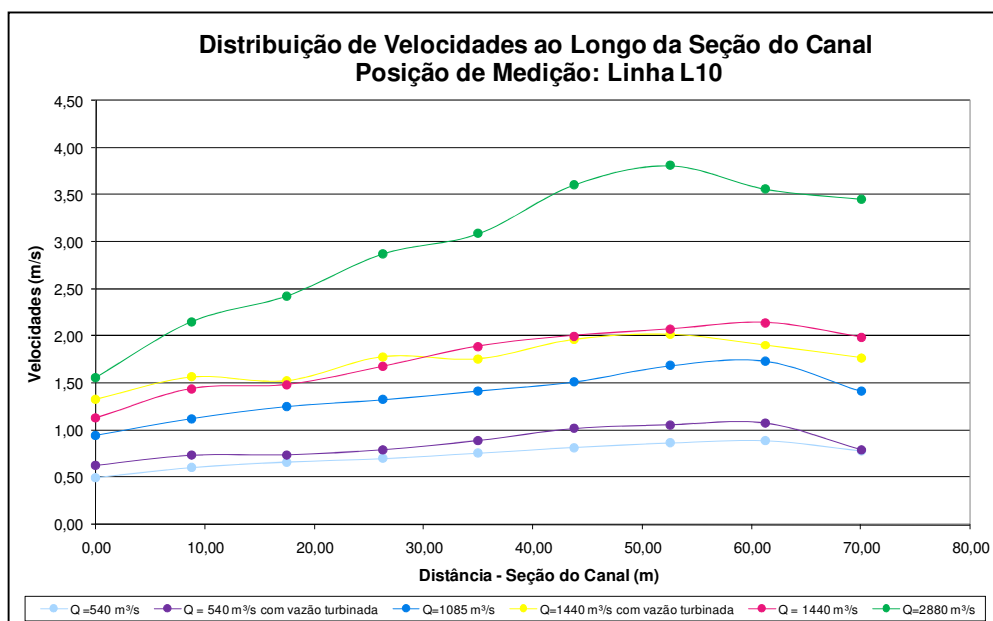


FIGURA 62 – VARIAÇÃO DE VELOCIDADE AO LONGO DA SEÇÃO DO CANAL NA POSIÇÃO L10

Os gráficos precedentes demonstram a variação da velocidade ao longo de três diferentes seções transversais: a partir do bordo externo até o bordo interno. É possível constatar que a velocidade tende a aumentar à medida que se aproxima do

bordo interno. Também é notável que quanto maior a vazão passante no canal maior é a diferença entre as velocidades mínima e máxima na seção considerada.

Através destas constatações, tendo como base a observação das imagens do escoamento, os estudos em canais curvos e as medições de velocidades realizadas em modelo físico, sugere-se uma diminuição na área do escoamento para a utilização da equação do fluxo espacialmente variado derivada da conservação de energia no canal curvo em questão.

A tabela 19 apresenta uma redução de área teórica buscando-se atingir os resultados obtidos em modelo físico.

TABELA 19 – RESULTADOS COMPARATIVOS – EFEV DERIVADA DA CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – COEFICIENTES DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA – REDUÇÃO NA ÁREA DO ESCOAMENTO – TRECHO CURVO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	RAZÃO $A_{efetiva}/A_{total}$	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	FROUDE JUSANTE	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
720	0	140	0,586	140	0,14	100,00%
1085	0	181	0,654	181	0,20	100,00%
1440	103	180	0,641	180	0,24	100,00%
1440	0	222	0,734	222	0,25	100,00%
2880	0	208	0,774	208	0,41	100,00%

Não foram apresentadas reduções da área de escoamento para a vazão de 540 m³/s, uma vez que esta apresenta resultados razoáveis para a equação em sua forma natural. Tal característica se deve ao fato de que para vazões mais baixas os efeitos da curva são desprezíveis e o vertedouro comporta-se de forma semelhante a um vertedouro lateral retilíneo.

Buscou-se uma correlação com as reduções percentuais da área total do escoamento na curva com o número de Froude de jusante do canal (seção L10), desta maneira foi obtida a figura 63.

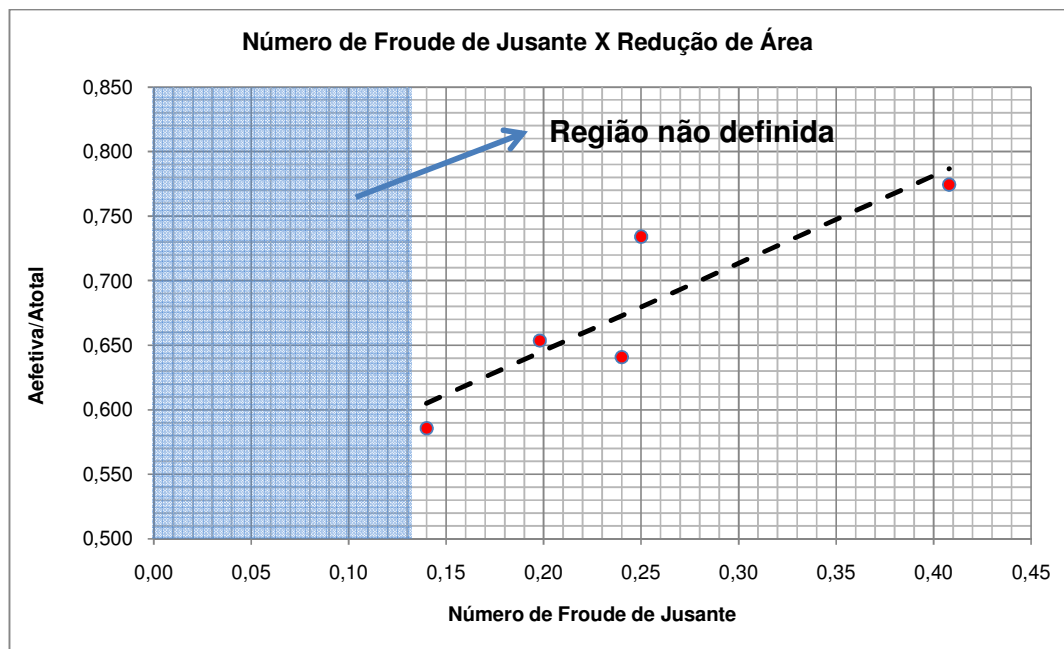


FIGURA 63 – VARIAÇÃO NA REDUÇÃO DA ÁREA EFETIVA DO ESCOAMENTO COM NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE

Segundo a figura 63 pode-se constatar que quanto maior o número de Froude de jusante do canal maior é a área a ser considerada no escoamento, isto é, a região de estagnação do fluxo decresce com o aumento do número de Froude de jusante. Convém ressaltar que os resultados obtidos foram para números de Froude superiores a 0,14. Para valores inferiores, os efeitos da curva tiveram menores efeitos, implicando em considerações diferenciadas.

Devido à utilização da equação derivada do princípio da conservação da energia, para este trecho, a energia deve ser considerada constante ao longo da curva para as demais considerações teóricas.

Quanto aos níveis na região da curva observou-se um comportamento diferenciado de um vertedouro lateral em um canal retilíneo. Para a maioria dos testes observou-se uma variação mínima, com tendência a um nível constante, no eixo do canal. As pequenas variações observadas ocorreram no sentido contrário esperado para um vertedouro lateral sob escoamento subcrítico (figura 10, Tipo I), isto é, os níveis sofreram um pequeno decréscimo de montante para jusante.

Entretanto deve-se ter em mente que além do vertedouro lateral existem diversos fatores que contribuem para o condicionamento dos níveis, esses fatores são: locação deste canal imediatamente a jusante de um vertedouro transversal

(trecho inicial), existência de uma zona de estagnação no trecho do canal na entrada e no desenvolvimento da curva (bordo externo) e ainda um efeito de sobrelevação, devido à distribuição diferenciada de velocidades e, conseqüentemente níveis, ao longo da curva.

Dado o número de fatores não considerados os níveis teóricos estimados não foram satisfatórios, com significativa diferença dos níveis encontrados em modelo físico. Para maiores considerações teóricas os níveis serão considerados constantes ao longo da curva.

Cabe ainda ressaltar que não foi possível a utilização da equação da sobrelevação e nem ainda a equação para perda de carga em curvas, uma vez que estas equações não consideram variação de vazão ao longo do canal e nem variação dos raios externo e interno da curva, o que ocorre no caso em estudo. Acrescenta-se ainda que a equação para estimação da sobrelevação não pode ser utilizada em intervalos discretizados, uma vez que esta fornece apenas valores pontuais, e não a variação dos níveis trecho a trecho.

5.2.2. Tentativa utilizando o *Standard Step Method*

Este procedimento é realizado em passos de seção a seção das quais são conhecidas as características hidráulicas. Através de espaçamentos pré-determinados tentativas são feitas para estimação dos níveis próximos. Conhecida a situação em uma seção inicial, arbitra-se um nível de água para a seção seguinte. Calculam-se os diversos passos que conduzem a perda de carga e da energia correspondente na seção, confrontando-se os valores com os níveis de energia na seção inicial. Para maiores especificações sobre este e outros métodos computacionais para um escoamento gradualmente variado consultar CHOW (1959, p. 249).

Adicionalmente neste método, considerou-se a variação da vazão no canal, utilizando-se a equação (84), com os coeficientes obtidos no modelo seccional.

Inicialmente os resultados não foram satisfatórios, principalmente quanto às vazões vertidas, verificar na tabela 20.

TABELA 20 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO CURVO – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	94	91	97,80%
540	0	134	126	93,94%
720	0	140	196	139,93%
1085	0	181	286	158,34%
1440	103	180	356	197,25%
1440	0	222	403	181,54%
2880	0	208	989	476,13%

Buscando-se uma solução para este trecho, fez-se uso dos dados obtidos em modelo físico, atribuindo-se características do escoamento unicamente a uma redução do coeficiente de descarga do vertedouro para uma melhor concordância dos níveis e as vazões obtidas em modelo físico. Os resultados estão apresentados na tabela 21.

TABELA 21 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO CURVO – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE DE DESCARGA REDUZIDO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	94	0%	91	97,80%
540	0	134	0%	126	93,94%
720	0	140	68%	141	100,47%
1085	0	181	63%	180	99,51%
1440	103	180	51%	180	100,04%
1440	0	222	55%	220	99,12%
2880	0	208	20%	204	98,11%

Considerando-se a redução do coeficiente com o número de Froude de jusante, tem-se a seguinte relação:

TABELA 22 – RELAÇÃO DO NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE COM REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOIRO LATERAL LOCADO EM UMA CURVA

NÚMERO DE FROUDE JUSANTE	REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE
0,13	68%
0,20	63%
0,25	51%
0,25	55%
0,41	20%

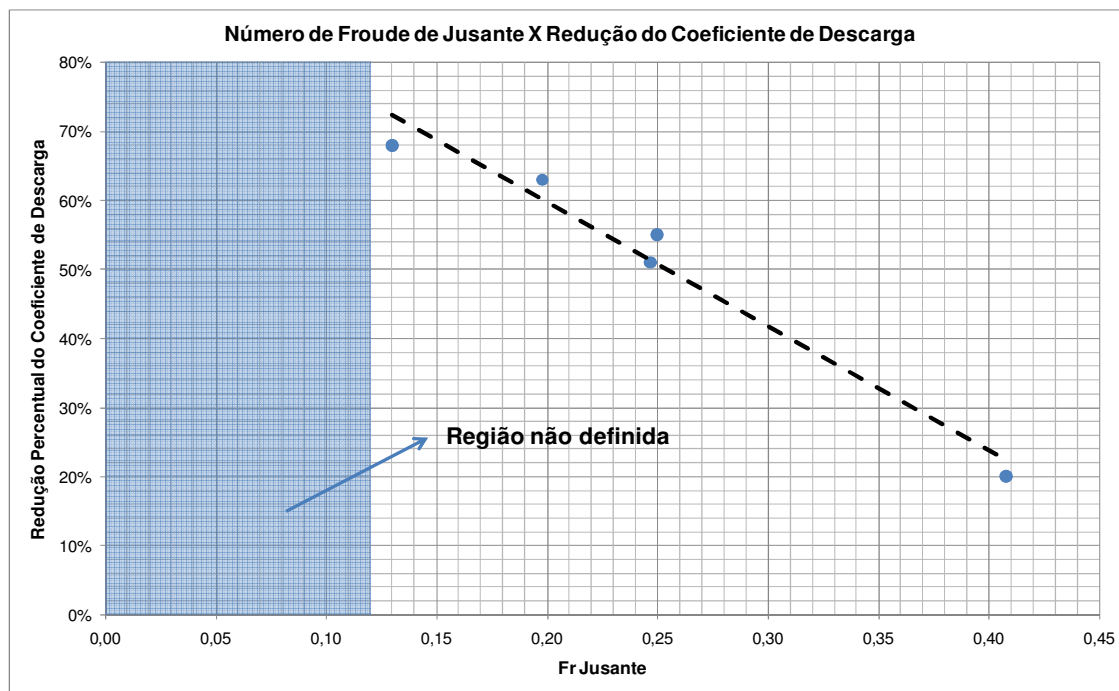


FIGURA 64 – RELAÇÃO DO NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE COM REDUÇÃO PERCENTUAL NO COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOIRO LATERAL LOCADO EM UMA CURVA

As relações encontradas são válidas para o canal com número de Froude superior a 0,12.

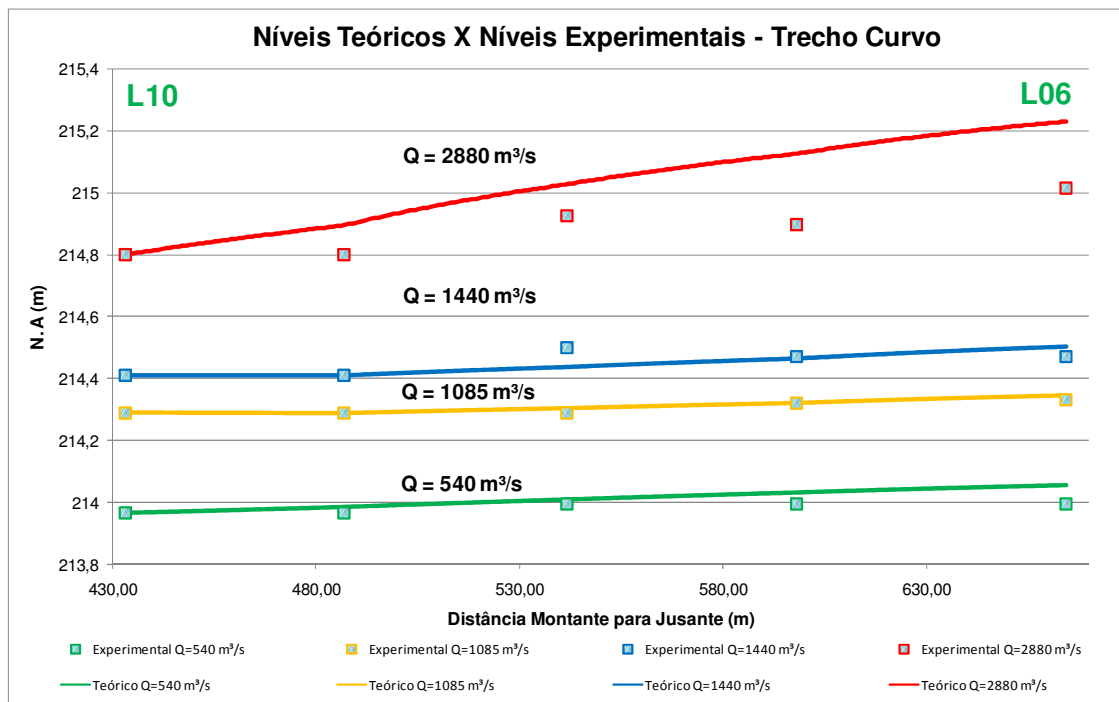


FIGURA 65 – TRECHO CURVO DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE TRAPEZOIDAL REDUZIDO

Esta metodologia apresentou resultados que oferecem variações nos níveis bem como na energia no trecho curvo, sendo uma solução alternativa para vertedores laterais em curva. Vale salientar que não foi possível uma maior parametrização dos resultados quanto à geometria da curva, uma vez que foi testada uma única curva, com raios interno e externo variáveis. Na hipótese do estudo em estruturas semelhantes, com geometria diferenciada, recomendam-se maiores estudos em modelo físico para validação dos métodos aqui apresentados.

5.3. TRECHO INICIAL

O trecho inicial do vertedouro abrange o segmento reto delimitado pelas linhas L1 a L6, compreendendo uma extensão de 207,60 m. Ao término deste trecho tem-se o início da curva do vertedouro, trecho considerado separadamente e já descrito anteriormente.

Através de observações do escoamento no modelo físico e do tipo de aproximação do fluxo (oblíquo em relação à soleira) considerou-se este trecho como um vertedouro convencional, isto é, como um vertedouro disposto transversalmente ao fluxo. Para análise desta hipótese, utilizou-se novamente o *Standard Step Method*, dada a grande variação de níveis neste trecho do canal.

Os resultados iniciais não foram satisfatórios, demonstrando uma variação de níveis inferiores às observadas em modelo reduzido, bem como uma subestimação das vazões vertidas, conforme tabela 23.

TABELA 23 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO INICIAL – STANDARD STEP METHOD COM VARIAÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	102,8	134,25	90	67,08%
540	0	139,71	125	89,38%
720	0	227,79	166	72,83%
1085	0	354,08	306	86,39%
1440	102,8	505,64	353	69,90%
1440	0	514,01	389	75,63%
2880	0	1419,60	918	64,65%

Os resultados iniciais indicaram a necessidade da consideração de uma perda de carga adicional, além das perdas de carga contínuas, levadas em consideração através da equação de Manning (equação (42)). Desta maneira foram inseridas perdas através da equação (85), que representam as perdas devido ao vertimento no trecho inicial.

$$h_L = k_v \frac{v^2}{2g} \quad (85)$$

onde:

v = velocidade média ao longo do canal

k_v = coeficiente para perdas localizadas no vertedouro transversal

Os valores para um melhor enquadramento de níveis e vazões vertidas, obtidos em modelo reduzido estão representados na tabela 24. Para utilização do *Standard Step Method* utilizou-se passos de 1 m, com $n = 0,018 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ e os coeficiente de descarga obtidos no modelo seccional (uma vez que não houve afogamento por jusante).

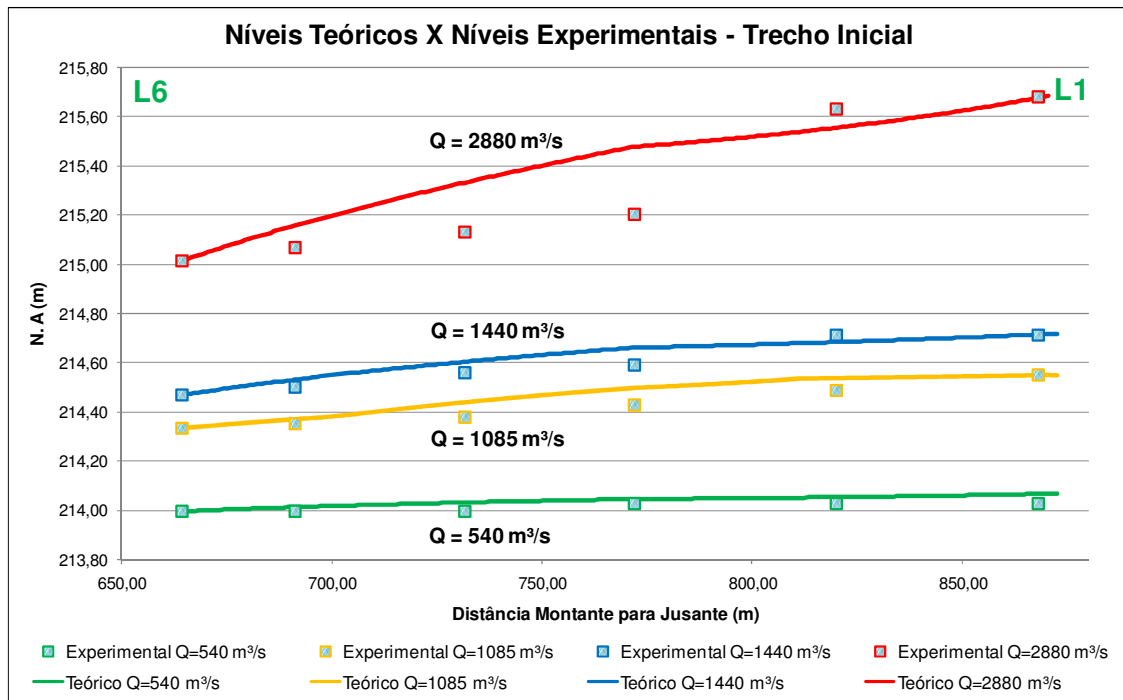


FIGURA 66 – TRECHO INICIAL DO VERTEDOURO – NÍVEIS EXPERIMENTAIS X NÍVEIS TEÓRICOS – STANDARD STEP METHOD COM REDUÇÃO DE VAZÃO – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL – PERDA DE CARGA ADICIONAL

TABELA 24 – VAZÕES TEÓRICAS PARA O TRECHO FINAL – STANDARD STEP METHOD COM REDUÇÃO DE DESCARGA E PERDAS LOCALIZADAS INCLUSAS – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m³/s)	VAZÃO TURBINADA (m³/s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m³/s)	NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE (L6)	COEFICIENTE DE PERDAS LOCALIZADAS k_v	VAZÃO TEÓRICA (m³/s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	103	134	0,076	2,28	94	70,04%
540	0	140	0,100	2,28	133	95,14%
720	0	228	0,119	2,49	180	78,82%
1085	0	354	0,165	2,70	353	99,77%
1440	103	506	0,181	3,33	437	86,41%
1440	0	514	0,201	3,12	484	94,13%
2880	0	1420	0,274	4,00	1229	86,61%

Os valores de k_v foram discretizados para cada passo do método da seguinte maneira:

$$k_v \frac{v^2}{2g} = \sum_{i=1}^L \left(k_{vi} \frac{v_i^2}{2g} \right) \quad (86)$$

Onde k_{vi} e v_i representam os valores das variáveis em casa passo, e L o comprimento do vertedouro.

Considerando-se uma velocidade média (ao longo do canal), os coeficientes k_v para perdas localizadas assumiriam os valores demonstrados na tabela 24, que devem ser considerados como coeficientes totais, isto é, que englobam as demais características do escoamento. Os coeficientes de perdas foram relacionados com o número de Froude de jusante, conforme a figura 67.

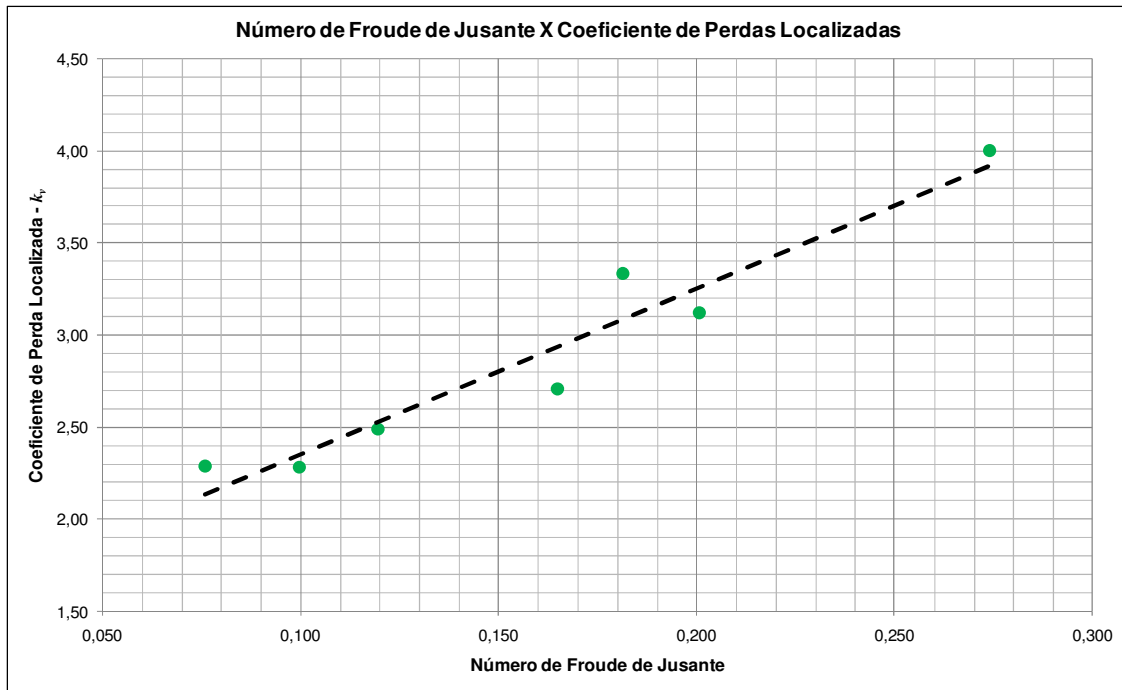


FIGURA 67 – COEFICIENTE PARA PERDAS DE CARGAS LOCALIZADAS X NÚMERO DE FROUDE DE JUSANTE

Os resultados apresentaram boa concordância com os dados de modelo físico. Contudo verificou-se que o posicionamento desta estrutura apresentou grandes perdas de carga, característica indesejável para um canal de adução.

Para estimação dos níveis de montante foram consideradas as perdas na rampa de concordância através da formulação apresentada por Chow (1959, p.468), para expansões bruscas, dada por:

$$\Delta E = \varepsilon \frac{(V_1 - V_3)^2}{2g} \quad (87)$$

onde:

ε = coeficiente para perdas de carga localizadas em expansões bruscas, variante conforme o formato da expansão

V_1 = velocidade a montante da transição

V_3 = velocidade a jusante da transição

Segundo os estudos de Formica, citados por Chow, para uma expansão brusca com declividade das paredes formando um ângulo de 45° têm-se $\varepsilon = 0,87$.

Para avaliação dos resultados buscou-se uma aferição com os valores da ponta T.A, localizada a 225 metros do início do canal. A perda contínua para este trecho foi efetuada através da equação de Manning (equação (42)), com dados de uma seção topobatimétrica situada a aproximadamente 30 m a montante da ponta T.A. Os valores característicos desta seção (após implantação do vertedouro) estão apresentados na tabela 25.

TABELA 25 – DADOS REFERENTES À SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA NAS PROXIMIDADES DA PONTA T.A

ELEVAÇÃO (m)	ÁREA (m ²)	PERIMETRO MOLHADO
213,50	384,95	263,45
213,75	451,67	271,00
214,00	520,40	279,23
214,25	592,43	297,51
214,50	669,04	315,78
214,75	750,21	334,05
215,00	835,94	352,32
216,00	1225,15	417,51
216,50	1225,50	418,00

Os resultados referentes aos níveis a montante do canal são demonstrados na tabela 30.

5.4. APLICAÇÃO SEQUENCIAL DOS MÉTODOS PROPOSTOS

Como conclusão do estudo apresenta-se os níveis e vazões vertidas teóricos utilizando-se seqüencialmente a metodologia apresentada anteriormente. Para o trecho final fez-se uso da equação do fluxo espacialmente variado derivada do princípio das quantidades de movimento utilizando-se a metodologia de May para vertedores laterais com ajuste para uma soleira trapezoidal.

No trecho curvo emprega-se o *Standard Step Method* com variação de vazão utilizando-se o coeficiente para soleira trapezoidal, proveniente dos estudos em modelo seccional, reduzido segundo a relação obtida com número de Froude de jusante.

O trecho inicial, de maneira semelhante ao trecho curvo, utilizou o *Standard Step Method* com variação de vazão. Contudo para melhor enquadramento com os valores experimentais acrescentou-se uma perda devida ao posicionamento do vertedouro. Também para estas perdas foi utilizada a relação com número de Froude de jusante.

Os comparativos teóricos e experimentais estão apresentados nas tabelas 26 a 30.

TABELA 26 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUENCIAL – TRECHO INICIAL

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	102,8	134	128	95,69%
540	0	140	131	93,52%
720	0	228	133	58,50%
1085	0	354	327	92,35%
1440	102,8	506	491	97,15%
1440	0	514	588	114,44%
2880	0	1420	1329	93,59%

TABELA 27 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUENCIAL – TRECHO CURVO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	102,8	94	100	107,06%
540	0	134	112	83,89%
720	0	140	133	95,07%
1085	0	181	164	90,58%
1440	102,8	180	188	104,55%
1440	0	222	222	100,27%
2880	0	208	194	93,48%

TABELA 28 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – TRECHO FINAL

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	102,8	204	177	86,59%
540	0	267	225	84,36%
720	0	352	349	99,08%
1085	0	550	504	91,69%
1440	102,8	646	645	99,85%
1440	0	704	769	109,27%
2880	0	1253	1286	102,70%

TABELA 29 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VAZÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – TOTAL VERTIDO

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	VAZÃO EXPERIMENTAL (m ³ /s)	VAZÃO TEÓRICA (m ³ /s)	RELAÇÃO $Q_{teórica}/Q_{experimental}$
540	102,8	432	405	93,86%
540	0	540	468	86,61%
720	0	720	615	85,46%
1085	0	1085	995	91,72%
1440	102,8	1332	1325	99,46%
1440	0	1440	1580	109,73%
2880	0	2880	2809	97,54%

TABELA 30 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS NA PONTA FIXA T.A

VAZÃO ALIMENTAÇÃO (m ³ /s)	VAZÃO TURBINADA (m ³ /s)	NÍVEIS PONTA T.A EXPERIMENTAIS (m)	NÍVEIS PONTA T.A TEÓRICOS (m)
540	103	214,044	213,978
540	0	214,086	214,091
720	0	213,630	214,240
1085	0	214,572	214,622
1440	103	214,794	214,772
1440	0	214,830	214,832
2880	0	216,006	216,150

Comparações entre os níveis experimentais e teóricos para algumas vazões são demonstrados nas figuras 68 a 70.

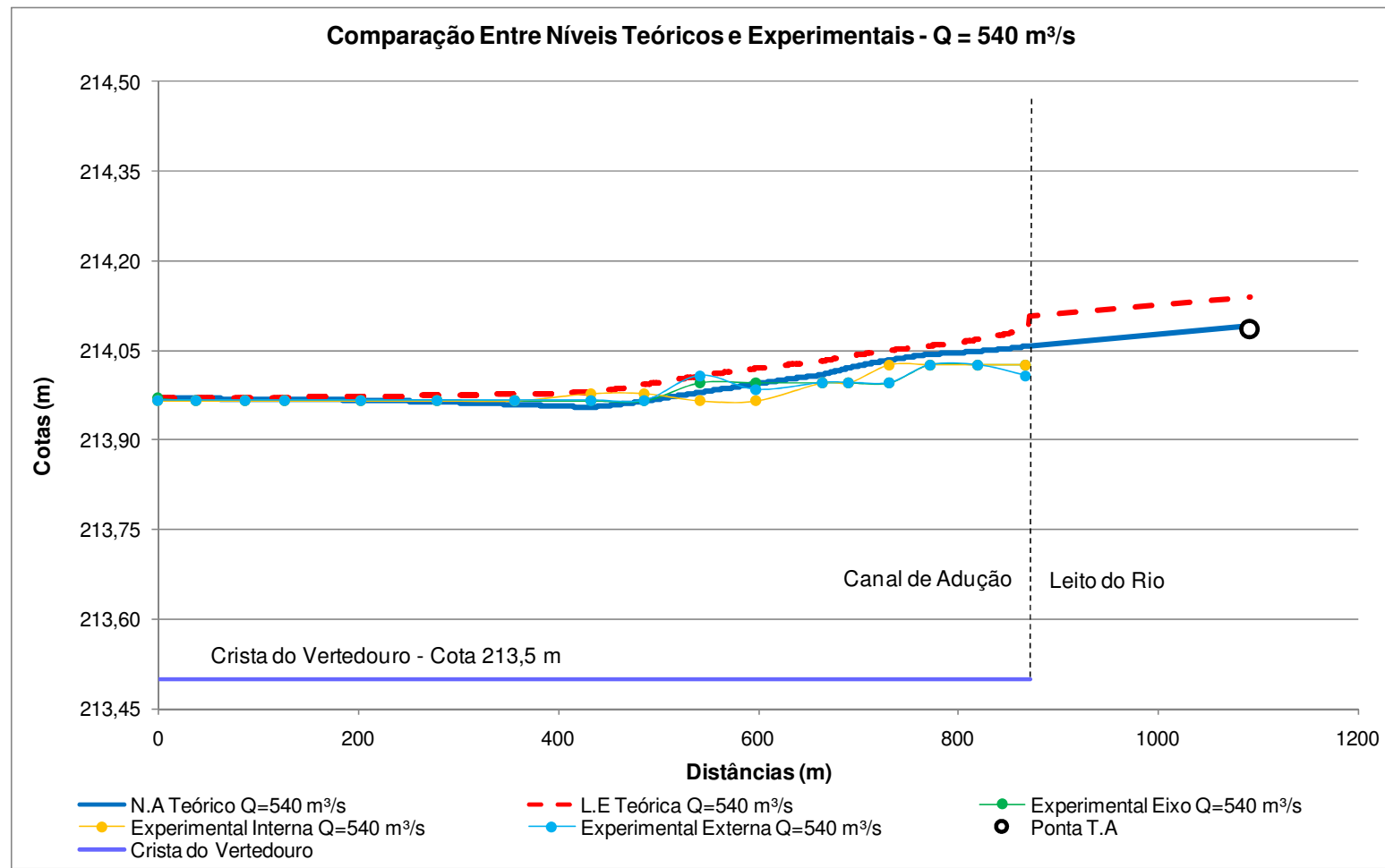


FIGURA 68 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=540 \text{ m}^3/\text{s}$

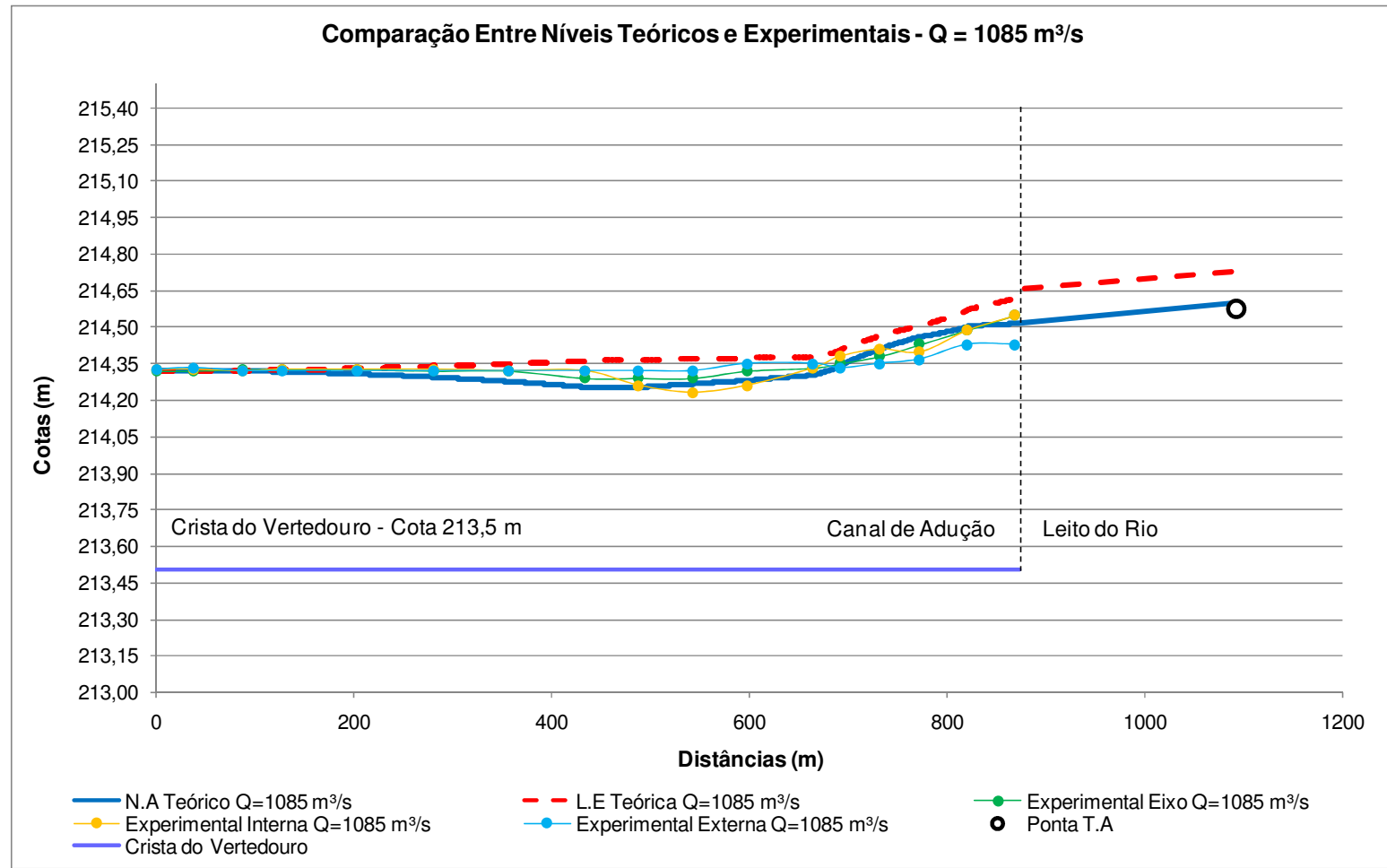


FIGURA 69 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=1085 \text{ m}^3/\text{s}$

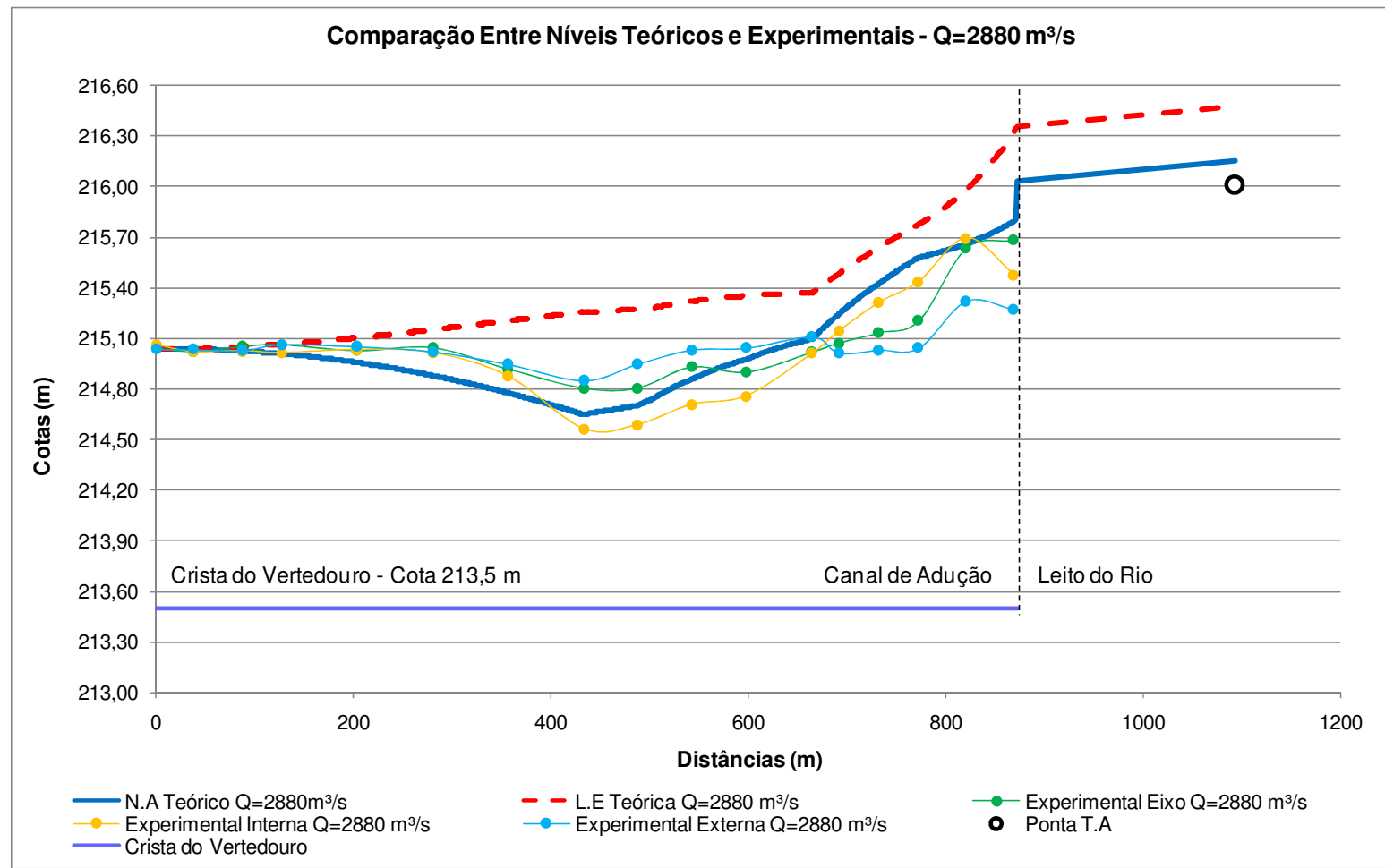


FIGURA 70 – COMPARAÇÃO ENTRE NÍVEIS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS – CÁLCULO SEQUÊNCIAL – VAZÃO $Q=2880 \text{ m}^3/\text{s}$

5.5. PROCEDIMENTO DE PROJETO

Visando contribuir com a elaboração de projetos de vertedores laterais retilíneos, vertedores laterais em canais curvos com vertimento no bordo interno, ou ainda vertedores posicionados transversalmente com prosseguimento do fluxo após estes, são descritas metodologias para projetos que possam englobar características idênticas ou semelhantes às analisadas no presente trabalho.

Para projeto de vertedores laterais tem-se a seguinte recomendação:

- a) Utilização da equação do fluxo espacialmente variado derivada do princípio das quantidades de movimento em conjunto com a equação para vertimento específico, utilizando a metodologia de May (equações (43), (49) e (70)), empregando-se um método numérico, como por exemplo, o método de Runge-Kutta de quarta ordem. Vale o comentário que nesta metodologia é possível a consideração do formato da crista do vertedouro, através do parâmetro η , através da formulação apresentada nas equações (78) e (79). Esta equação apresentou bons resultados quanto à variação de níveis e quanto à vazão vertida. Outro fator digno de nota é a consideração da variação da energia ao longo do vertedouro lateral, fato não considerado em formulações convencionais.

Segundo o procedimento apresentado foram encontrados valores médios para o coeficiente de descarga, segundo a formulação tradicional para vertimento (equação (84)) de acordo com as cargas médias, apresentados na tabela 31.

TABELA 31 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL RETILÍNEO – METODOLOGIA DE MAY

TRECHO FINAL			
METODOLOGIA: EFEV - QUANTIDADE DE MOVIMENTO			
COEFICIENTE DE MAY PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL			
VAZÃO ALIMENTAÇÃO	VAZÃO TURBINADA	CARGA MÉDIA	COEFICIENTE DE DESCARGA MÉDIO
(m ³ /s)	(m ³ /s)	H (m)	C _{DT} (m ^{1/2} s ⁻¹)
540	103	0,40	1,66
540	0	0,47	1,69
720	0	0,62	1,70
1085	0	0,80	1,69
1440	103	0,93	1,72
1440	0	1,03	1,75
2880	0	1,41	1,91

Segundo May *et al.* (2003, p. 5), situações onde o fluxo se aproxima do vertedouro em ângulos retos (ou próximos a este) têm-se um caso mais simplificado e a teoria para vertedores convencionais (transversal ao fluxo) fornece resultados com precisão satisfatória. Tal situação pode ocorrer, por exemplo, se um vertedouro lateral, retilíneo ou curvo é utilizado em um reservatório.

Para vertedores laterais locados no bordo interno da curva, alguns ajustes devem ser considerados, uma vez que a utilização de equações existentes não conduziu a bons resultados, valem as recomendações:

- a) Utilização da equação do fluxo espacialmente variado derivada da energia, utilizando as mesmas formulações para um vertedouro lateral retilíneo, contudo com uma redução na área efetiva do escoamento. Esta redução deve ser estimada conforme a geometria da curva ou analisada conforme experiência em projetos anteriores. Cabe ressaltar que nesta metodologia os níveis e a energia são considerados constantes.

Segundo o procedimento apresentado foram encontrados valores médios para o coeficiente de descarga de acordo com as cargas médias, apresentados na tabela 32.

TABELA 32 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL CURVO – METODOLOGIA DE MAY – CONSERVAÇÃO DE ENERGIA – REDUÇÃO NA ÁREA DO ESCOAMENTO

TRECHO CURVO				
METODOLOGIA: EFEV - CONSERVAÇÃO DE ENERGIA				
COEFICIENTE DE MAY PARA SOLEIRA ESPESSA				
VAZÃO	VAZÃO	CARGA	COEFICIENTE DE	REDUÇÃO
ALIMENTAÇÃO	TURBINADA	MÉDIA	DESCARGA MÉDIO	PERCENTUAL
(m³/s)	(m³/s)	H (m)	$C_{DT} (m^{1/2}s^{-1})$	NA ÁREA DO
				ESCOAMENTO
720	0	0,51	1,64	%
1085	0	0,61	1,63	58,6
1440	103	0,64	1,64	65,4
1440	0	0,69	1,64	64,1
2880	0	0,62	1,65	73,4
				77,4

- b) Utilização do *Standard Step Method*, considerando variação da vazão em cada passo. Para essa variação é possível utilizar a formulação apresentada na equação (84), com coeficiente de descarga variado conforme o formato da soleira. Contudo deve-se estar atento de que quanto maior o número de Froude de jusante maior é a redução no coeficiente a ser considerado. No estudo em questão apresenta-se apenas a relação encontrada para a estrutura analisada, não sendo possíveis maiores parametrizações devido à realização de ensaios nesta única curva. Na ausência de estudos mais específicos é possível a utilização da redução indicada, porém deve-se estar ciente de que curvaturas diferentes provavelmente conduzirão a reduções diferenciadas das encontradas.

Segundo o procedimento apresentado foram encontrados valores médios para o coeficiente de descarga de acordo com as cargas médias, apresentados na tabela 33.

TABELA 33 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO LATERAL COM SOLEIRA TRAPEZOIDAL EM UM CANAL CURVO – STANDARD STEP METHOD – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL REDUZIDO

TRECHO CURVO				
METODOLOGIA: STANDARD STEP METHOD				
COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL REDUZIDO				
VAZÃO ALIMENTAÇÃO	VAZÃO TURBINADA	CARGA MÉDIA	COEFICIENTE DE DESCARGA MÉDIO	REDUÇÃO DO COEFICIENTE
(m ³ /s)	(m ³ /s)	H (m)	C _{DT} (m ^{1/2} s ⁻¹)	%
540	103	0,43	1,49	0
540	0	0,51	1,52	0
720	0	0,71	1,03	68
1085	0	0,81	0,97	63
1440	103	0,90	0,81	51
1440	0	0,94	0,89	55
2880	0	1,53	0,36	20

Observou-se que fluxos rápidos conduzem a uma diminuição progressiva da capacidade de descarga. Dada esta propriedade, a sua utilização é recomendada apenas em canais com baixas velocidades, onde os efeitos da curva, como a sobrelevação, não são sensíveis.

Para vertedores transversais (ou com pouca declividade) onde se tem prosseguimento do fluxo, valem as seguintes recomendações:

- a) Utilização do *Standard Step Method* com variação da vazão e consideração de perdas adicionais ao longo do canal (em função da não perpendicularidade do fluxo), além das perdas contínuas devidas à rugosidade do canal.

TABELA 34 – VALORES MÉDIOS PARA COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UM VERTEDOURO TRANSVERSAL COM PROSSEGUIMENTO DE FLUXO – STANDARD STEP METHOD COM COEFICIENTE PARA PERDAS ADICIONAIS – COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL

TRECHO INICIAL				
METODOLOGIA: STANDARD STEP METHOD COM PERDAS LOCALIZADAS				
COEFICIENTE PARA SOLEIRA TRAPEZOIDAL				
VAZÃO ALIMENTAÇÃO	VAZÃO TURBINADA	CARGA MÉDIA	COEFICIENTE DE DESCARGA MÉDIO	COEFICIENTE DE PERDAS LOCALIZADAS
(m ³ /s)	(m ³ /s)	H (m)	C _{DT} (m ^{1/2} s ⁻¹)	-
540	103	0,44	1,49	2,28
540	0	0,54	1,52	2,28
720	0	0,65	1,52	2,49
1085	0	0,96	1,59	2,70
1440	103	1,08	1,65	3,33
1440	0	1,13	1,68	3,12
2880	0	1,91	1,81	4,00

Em todas as resoluções para os diferentes trechos foi utilizado o coeficiente para soleira trapezoidal obtido em testes no modelo seccional, contudo pode-se fazer uso dos coeficientes apresentados por Lencastre (1972, p. 362). Este autor apresenta coeficientes para soleiras trapezoidais com variações nos paramentos de montante, de jusante e diferentes larguras.

Como conclusão dos critérios desenvolvidos recomenda-se a modelagem física para as estruturas citadas, especialmente para vertedores laterais locados em curva e transversais, com prosseguimento do fluxo. Desta maneira é possível uma melhor visualização do escoamento e um levantamento preciso dos coeficientes e reduções indicadas, para o caso de estruturas semelhantes à estudada. Também salienta-se que para o caso deste vertedouro estar afogado por jusante é impossível efetuar cálculos teóricos. Nesse caso o uso de modelagem física é fundamental.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No presente trabalho foram avaliadas as características hidráulicas de um canal de adução associado a um vertedouro lateral em curva da Usina Hidrelétrica Dardanelos. O canal compreende uma extensão de aproximadamente 950 m de comprimento, com seção trapezoidal de largura de variável, entre 65 a 175 m. A curva ao longo do canal possui um raio médio de 142 m e um ângulo de abertura de 138° . Esta estrutura apresentou um comportamento complexo e variável conforme a geometria e posicionamento em relação ao fluxo, sendo necessária uma subdivisão em três trechos: inicial, curvo e final.

O trecho inicial, abrangendo a entrada do canal até o segmento em curva, apresentou um comportamento típico de um vertedouro transversal, embora ocorrendo prosseguimento do fluxo. Para essa configuração foram observadas apreciáveis perdas de carga ao longo do canal e uma capacidade de descarga decrescente à medida que se percorre o canal de montante para jusante.

Para a avaliação dessa estrutura foram consideradas perdas adicionais ao longo do canal. Buscando avaliar a variação de energia esse trabalho apresenta uma relação entre o coeficiente de perdas localizadas e o número de Froude de jusante. Devido às variações na largura e no formato do canal não foram possíveis maiores parametrizações, contudo na ausência de maiores dados recomenda-se a utilização dos coeficientes obtidos. Salienta-se que alterações na geometria do canal possivelmente conduzirão a coeficientes diferenciados.

Conclui-se que as perdas adicionais neste segmento tornam esta solução pouco atrativa, uma vez que um dos objetivos em circuitos de geração é a minimização de perdas para maior geração. Acrescenta-se ainda que a capacidade de descarga neste trecho poderia ser ampliada através de alterações no formato da soleira (perfis hidrodinâmicos).

O trecho curvo comportou-se como um vertedouro lateral, embora com redução da capacidade de descarga devido às características de um escoamento em curva, principalmente pela concentração do fluxo no bordo interno. Esse efeito resultou em velocidades mais elevadas, reduzidas componentes transversais do fluxo e conseqüentemente uma redução na capacidade de descarga. Este trecho apresentou um baixo desempenho, se comparado aos demais, ou seja, um

vertedouro lateral com capacidade reduzida. Uma característica observada, a ser considerada na utilização destes vertedores é que quanto mais lento o fluxo, melhor sua capacidade de descarga.

O trecho final apresentou um comportamento típico de um vertedouro lateral sob escoamento subcrítico. Apesar da elaboração das equações utilizadas serem baseada em canais de pequenas dimensões e o uso comum destas estruturas serem em canais curtos de irrigação, o canal estudado (relativamente extenso) apresentou concordância com os resultados teóricos.

A equação do fluxo espacialmente variado derivada do princípio das quantidades de movimento, com a utilização do coeficiente de May, apresentou bons resultados, tanto na questão de vazões vertidas bem como em níveis atingidos ao longo do canal. Ainda através da formulação de May é possível levar em conta o formato da crista do vertedouro, o que gera sensíveis melhorias na estimação dos resultados.

Quanto à avaliação da capacidade de descarga da estrutura como um todo, afirma-se com base nos resultados obtidos em modelo físico e das formulações teóricas empregadas, que houve um baixo desempenho, com coeficientes de descarga (C_{DT}) da ordem de 1,6 a 1,8. Contudo cabe o comentário que em estruturas de vertimento lateral, de maneira geral, busca-se uma ampliação da capacidade de descarga através de maiores extensões e menores cargas, conseqüentemente menores coeficientes de descarga.

Esse trabalho, através das metodologias de cálculo verificadas, propõe um roteiro de projeto para estruturas que apresentem configurações semelhantes às estudadas, dada a conformação não convencional destas. Através dos procedimentos apresentados é possível a estimação dos níveis de água ao longo da extensão de um vertedouro lateral retilíneo, bem como sua capacidade de descarga, trecho a trecho.

Apresenta-se ainda uma proposição quanto à diminuição da área efetiva do escoamento em um canal curvo, característica esta de grande relevância para avaliação da capacidade de descarga de um vertedouro locado neste segmento. Também é apresentada uma metodologia para avaliação de descarga e perdas de energia em um canal em que o vertedouro está aproximadamente transversal e à lateral ocorre o prosseguimento do fluxo. Nesse segmento, particularmente, verificou-se uma considerável perda de carga.

Esse trabalho visa contribuir com projetos de arranjos não convencionais auxiliando no tratamento teórico de estruturas semelhantes, que apesar de possuírem menor capacidade de vertimento, se comparadas a estruturas convencionais como vertedouros locados transversalmente ao fluxo, podem apresentar melhor enquadramento com as características fisiográficas de um possível local de implantação de algum aproveitamento hidráulico.

Novos estudos em vertedouros laterais curvos são recomendados para maior compreensão das características do escoamento e maiores parametrizações das relações encontradas.

REFERÊNCIAS

AGACCIOGLU, H.; YÜKSEL, Y. Side weir flow in curved channels. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, Reston, v. 124, n. 3, p. 163-175, 1998.

BOYCE, W. E.; DI PRIMA, R. C. **Elementary Differential Equations and Boundary Value Problems**. 8. ed. Michigan: Wiley, 2007. 533 p.

BORGHEI, S. M.; JALILI, M. R.; GHODSIAN, M. Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, New York, v. 125, n. 10, p. 1051-1056, 1999.

CHOW, V. T. **Open channel hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959.

COSAR, A.; AGACCIOGLU, H. Discharge coefficient of a triangular side-weir located on a curved channel. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. New York, v. 130, n. 5, p. 410-423, sep./oct. 2004.

FABIANI, A. L. T.; OTA, J. J.; TEIXEIRA, J. C. **HL – 157 – Estudos de arranjos não convencionais, vertedouro lateral e canal de aproximação de usinas – relatório nº 01 – revisão bibliográfica sobre vertedouros laterais**. Curitiba: CEHPAR, setembro 2006. 48 p. Relatório técnico.

FABIANI, A. L. T.; OTA, J. J.; PALU, M. C. **HL – 157 – Estudos de arranjos não convencionais, vertedouro lateral e canal de aproximação de usinas – relatório final – revisão bibliográfica, construção e calibragem do modelo geral do projeto-piloto**. Curitiba: CEHPAR, setembro 2008. 39 p. Relatório técnico.

HAGER, W. H. Lateral outflow over side weirs. **Journal of Hydraulic Engineering**, New York, v. 113, n. 4, p. 491-504, 1987.

HERDERSON, F. M. **Open channel flow**. London: MacMillan, 1966. 522 p.

HINDS, J. Side channel spillways: hydraulic theory, economic factors and experimental determination of losses. **Transactions of the ASCE**, New York, v. 89, n. 4, p. 881-939, 1926.

JALILI, M. R.; BORGHEI, S. M. Discharge coefficient of rectangular side weirs. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, New York, v. 122, n. 2, p. 132, 1996.

LENCASTRE, A. **Manual de hidráulica geral**. São Paulo: Edgar Blücher, 1972. 411 p.

MAY, R. W. P.; BROMWICH, B. C.; GASOWSKI, Y.; RICKARD, C. E. **Hydraulic design of side weirs**. London: Thomas Telford Pub., 2003. 133 p.

MUSLU, Y. Numerical analysis for lateral weir flow. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, New York, v. 127, n. 4, p. 246-253, jul./aug. 2001.

PINTO, N. L. de S. **Hidráulica aplicada**. Curitiba: CEHPAR, 1987.

RAMAMURTHY, A. S.; QU, J.; VO, D. Nonlinear PLS method for side weir flows. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, New York, v. 132, n. 5, p. 486-502, sep./oct. 2006.

RAMAMURTHY, A. S.; SUBRAMANYA, K.; CARBALHADA, L. Uniformly discharging lateral weirs. **Journal of Irrigation and Drainage Division**, New York, v. 124, n. 3, p. 399-412, 1978.

RAMAMURTHY, A.; CARBALHADA, L. Lateral weir flow model. **Journal of Irrigation and Drainage Division**, New York, v. 106, n. IR1, p. 9-25, 1980.

SHUKRY, A. Flow around bends in an open flume. **Transactions of the ASCE**, New York, v. 115, n. 2411, p. 751-788, 1950.

SINGH, R.; MANIVANNAN, D.; SATYANARAYANA, T. Discharge coefficient of rectangular side weirs. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, New York, v. 120, n. 4, p. 814-819, 1994.

SOUZA, D. D. B. de. **Redução do nível de água em canais de adução de PCH's**. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

SUBRAMANIA, K.; AWASTHY, S.C. Spatially varied flow over side-weirs. **Journal of Hydraulics Division**, New York, v. 98, n. HY1, p. 1-10, 1972.

SWAMEE, P. K.; PATHAR, S. K.; ALI, M. S. Side weir anlysis using elementary discharge coefficient. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, New York, v. 120, n. 4, p. 742-755, 1994.

PINTO, N. L. S.; NEIDERT, S. H.; FILL, H. D. O. A.; LAMBROS, D.; REIS, F. C. A.; TOZZI, M. J.; OTA, J. J. **Mecânica dos fluidos I**. Curitiba: UFPR, 2002.

YÜKSEL, E. Effect of specific energy variation on lateral overflows. **Journal of Flow Measurement and Instrumentation**, Gebze, v. 15, n. 3, p. 259-269, 30 june 2004. Disponível em: www.elsevier.com/locate/flowmeasinst. Acesso em: 06/05/2007.

APÊNDICE

MÉTODO DE RUNGE-KUTTA

De maneira a solucionar o sistema de equações diferenciais ordinárias formado pelas equações (41) e (43), no caso de se aplicar o princípio da energia, e as equações (49) e (43), para o princípio da quantidade de movimento, torna-se necessário a utilização de um método numérico. Neste sentido, o método de Runge-Kutta (RK) de 4ª ordem é recomendável, por ser de fácil aplicação e apresentar resultados bastante consistentes.

MÉTODO DE RUNGE-KUTTA DE 4ª ORDEM PARA 1 EQUAÇÃO

O método é definido pelas equações (88) e (89):

$$y_{i+1} = y_i + \left[\frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \right] t \quad (88)$$

onde:

$$\begin{aligned} k_1 &= f(x_i, y_i) \\ k_2 &= f\left(x_i + \frac{1}{2}t, y_i + \frac{1}{2}tk_1\right) \\ k_3 &= f\left(x_i + \frac{1}{2}t, y_i + \frac{1}{2}tk_2\right) \\ k_4 &= f(x_i + t, y_i + tk_3) \end{aligned} \quad (89)$$

Nessas equações t representa o tamanho do passo; $f(x_i, y_i) = \frac{dy}{dx}$, e os k_s são relações recursivas do método.

MÉTODO DE RUNGE-KUTTA DE 4ª ORDEM PARA UM SISTEMA DE EQUAÇÕES

De uma maneira bem simples, o método de Runge-Kutta pode ser estendido para um sistema. Assim, tem-se (BOYCE; DI PRIMA, 2003):

$$\begin{aligned} y_{n+1} &= y_n + \left(\frac{t}{6}\right)(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \\ q_{n+1} &= q_n + \left(\frac{t}{6}\right)(l_1 + 2l_2 + 2l_3 + l_4) \end{aligned} \quad (90)$$

onde:

$$\begin{aligned} k_1 &= f(x_n, y_n, q_n); \\ k_2 &= f\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_1, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_1\right]; \\ k_3 &= f\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_2, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_2\right]; \\ k_4 &= f(x_n + t, y_n + tk_3, q_n + tl_3); \end{aligned} \quad (91)$$

$$\begin{aligned} l_1 &= g(x_n, y_n, q_n); \\ l_2 &= g\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_1, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_1\right]; \\ l_3 &= g\left[x_n + \left(\frac{t}{2}\right), y_n + \left(\frac{t}{2}\right)k_2, q_n + \left(\frac{t}{2}\right)l_2\right]; \\ l_4 &= g(x_n + t, y_n + tk_3, q_n + tl_3); \end{aligned} \quad (92)$$

Nas equações (91) e (92), $f(x_n, y_n, q_n) = \frac{dy}{dx}$, e $g(x_n, y_n, q_n) = \frac{dq}{dx}$.

Deste modo, as equações básicas que regem o comportamento unidimensional do vertedouro lateral, dadas pelas equações (41) e (43), no caso da utilização do princípio da energia, e (49) e (43), para o princípio da quantidade de movimento, podem ser resolvidas numericamente como um sistema de equações diferenciais ordinárias através das equações (90), (91) e (92), bastando duas condições iniciais (vazão e profundidade em um dos extremos do vertedouro), além de uma relação funcional para o coeficiente de descarga C_D .